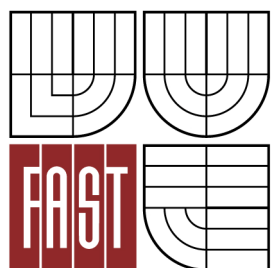




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ  
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ  
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

# PRŮZKUM A POSOUZENÍ EXISTUJÍCÍHO VÝROBNÍHO OBJEKTU PRO REKONSTRUKCI

THE SURVEY AND ASSESSMENT OF EXISTING PRDUCTION FACILITY FOR RENOVATION

DIPLOMOVÁ PRÁCE  
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE  
AUTHOR

Bc. PETR ZÍB

VEDOUCÍ PRÁCE  
SUPERVISOR

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D.

BRNO 2012

**Zde bude vložen 1 list zadání**

## **Bibliografická citace VŠKP**

Bc. ZÍB, Petr. *Průzkum a posouzení existujícího výrobního objektu pro rekonstrukci: diplomová práce*. Brno, 2012. 111. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí diplomové práce Ing. Petr Cikrle, Ph.D.

## **Abstrakt v českém jazyce**

Diplomová práce řeší problematiku průzkumu a hodnocení trvalé provozuschopnosti průmyslového objektu. V části objektu dochází ke změně užívání, které vyvolá změnu zatížení. Proto je nutné provést průzkum konstrukce a provést statické posouzení.

První část práce je teoretická. Rozebírá jednotlivé vhodné metody diagnostiky pro průzkum základů, cihelného zdiva a železobetonové konstrukce.

Druhá část práce je praktická. Je zaměřena na konkrétní stavbu, průmyslovou budovu v areálu bývalého lomu v Oslavanech, která byla postavena na počátku 20. století. Je provedena prohlídka konstrukce budovy, fotodokumentace stávajícího stavu, analýza podkladů. Dále je zpracován plán diagnostického průzkumu, tento průzkum proveden a následně v laboratořích vyhodnocen. Podle získaných parametrů a vlastností jednotlivých rozhodujících prvků konstrukce je provedeno statické posouzení na zvýšení zatížení v druhém nadzemním podlaží od užitého zatížení.

## **Abstrakt v anglickém jazyce**

This masters thesis addresses the issue of exploration and assessment of sustained operational industrial building. In the building there is a change in use, which translates into a burden. It is therefore necessary to survey design and implement structural assessment.

The first part is theoretical. Discusses various methods of diagnosis for the Exploration of the foundations, brick masonry and concrete structures.

The second part is practical. It focuses on a particular building, industrial building at a former quarry in Oslavany, which was built in the early 20th century. It is inspected construction of buildings, photographs of the current situation, analysis of documents. In addition, the plan is a diagnostic survey, the survey carried out in laboratories and subsequently evaluated.

According to the received parameters and properties of the critical elements of design are still carried out an assessment of surcharge on the second floor of the imposed load.

## **Klíčová slova v českém a anglickém jazyce**

Posouzení - assessment, předběžné hodnocení - preliminary assessment, diagnostika - diagnosis, prohlídka - inspection, železobeton - reinforced concrete, beton - concrete, zdivo - masonry, výztuž - reinforcement, konstrukce - structure, průzkum - research, zkouška - survey, nález - inspection, porucha - disorder, trhлина - fracture, stávající stav - current status, vodorovný nosník - horizontal beam, stropní deska - ceiling plate, vývrt - borehole, statické posouzení - static assessment, zatížení - load, únosnost - carrying capacity.

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 28.12.2011

.....  
podpis diplomanta

**Poděkování:**

Děkuji Ing. Petru Cikrlovi, Ph.D, vedoucímu mé diplomové práce, za ochotnou spolupráci na projektu a flexibilitu při konzultacích. Dále děkuji doc. Ing. Zdeňkovi Bažantovi, CSc. a Ing. Ondřeji Antonovi, Ph.D za poskytnuté materiály a spolupráci při průzkumu.

# OBSAH

<b>1</b>	<b>ÚVOD.....</b>	<b>8</b>
1.1	Stavební průzkum a hodnocení konstrukce .....	8
1.2	Cíle práce .....	9
1.3	Důvod provádění hodnocení konstrukce .....	10
<b>2</b>	<b>TEORETICKÁ ČÁST.....</b>	<b>11</b>
2.1	Stavebně technický průzkum .....	11
2.2	Statické posouzení konstrukce .....	12
2.3	Rozdělení diagnostických metod .....	12
2.3.1	Nedestruktivní zkoušky .....	13
2.3.2	Semidestruktivní zkoušky .....	13
2.3.3	Destruktivní zkoušky .....	14
2.4	Diagnostika základů konstrukce .....	14
2.5	Diagnostika cihelného zdiva .....	14
2.5.1	Úvod do diagnostiky cihelného zdiva, historie.....	14
2.5.2	Problémy při posuzování starších zděných konstrukcí.....	15
2.5.3	Činnost při průzkumu zděných konstrukcí .....	16
2.6	Metody pro zkoušení cihelného zdiva .....	16
2.7	Metody pro zkoušení pevnosti cihel .....	16
2.7.1	Pevnost tlaku na vzorcích odebraných z konstrukce .....	17
2.7.2	Pevnost v tlaku zjištěná nedestruktivně .....	17
2.8	Metody pro zkoušení pevnosti malty .....	19
2.8.1	Metody a přístroje pro zkoušení pevnosti malty .....	19
2.8.2	Zkušební postup pro upravené vrtačky .....	19
2.9	Hodnocení existujících zděných konstrukcí .....	21
2.9.1	Charakteristická pevnost zdiva v tlaku .....	21
2.9.2	Návrhová pevnost zdiva v tlaku.....	21
2.10	Metody pro diagnostiku železobetonových konstrukcí .....	22
2.10.1	Úvod do diagnostiky železobetonových konstrukcí .....	22
2.10.2	Stav normalizace .....	23
2.10.3	Vlastnosti betonových konstrukcí.....	23
2.11	Metody pro zkoušení pevnosti betonu .....	23
2.11.1	Tvrdoměrné metody .....	23
2.11.2	Ultrazvukové metody.....	25
2.11.3	Jádrové vývrty.....	26
2.11.4	Zpracování naměřených hodnot z jádrových vývrťů .....	28
2.11.5	Vyhodnocení pevnosti betonu v konstrukci.....	29
2.12	Metody pro zkoušení ostatních vlastností betonu .....	30
2.12.1	Rezonanční metoda .....	30
2.12.2	Karbonatace betonu .....	30
2.12.3	Stejnorodost betonu .....	30
2.13	Metody pro zkoušení výztuže .....	31
2.13.1	Zkouška magnetickými indikátory .....	31
2.13.2	Radiografická metoda .....	32
2.13.3	Tahová zkouška oceli.....	33

<b>3</b>	<b>ZÁKLADNÍ ÚDAJE A POPIS OBJEKTŮ.....</b>	<b>34</b>
3.1	Popis lokality .....	34
3.2	Historická fakta o dolu Kukla v Oslavanech .....	35
3.3	Zkrácený popis objektů.....	37
3.3.1	Budova F.....	37
3.3.2	Budova A3 .....	37
<b>4</b>	<b>VIZUÁLNÍ PROHLÍDKA.....</b>	<b>39</b>
4.1	Prohlídka nemovitostí .....	39
4.2	Budova F.....	39
4.2.1	Poruchy svislých zděných konstrukcí .....	39
4.2.2	Poruchy vodorovných konstrukcí – zděných kleneb a kovových prvků .....	41
4.2.3	Vizuální prohlídka železobetonových stropů .....	45
4.2.4	Prohlídka schodiště .....	46
4.2.5	Prohlídka střešní konstrukce .....	46
4.3	Budova A3 .....	46
<b>5</b>	<b>NÁVRH PRŮZKUMU .....</b>	<b>47</b>
5.1	Základy svislých zděných konstrukcí .....	47
5.2	Svislé zděné konstrukce.....	47
5.3	Vodorovné konstrukce – zděné klenby a ocelové I nosníky .....	49
5.4	Vodorovné konstrukce .....	49
5.4.1	Železobetonové průvlaky a desky.....	49
5.4.2	Zkoušení betonu v konstrukci .....	49
5.4.3	Zkoušení výztuže v konstrukci .....	52
5.5	Konstrukce střechy .....	55
5.6	Skladba průmyslové podlahy v budově A3 .....	55
5.7	Výpis navržených diagnostických zkoušek .....	56
<b>6</b>	<b>PRŮZKUM A HODNOCENÍ.....</b>	<b>57</b>
6.1	Průzkum a hodnocení základů .....	57
6.2	Průzkum a hodnocení svislých zděných konstrukcí .....	58
6.2.1	Výsledky zkoušek cihel .....	59
6.2.2	Výsledky zkoušek malty .....	62
6.2.3	Výsledná charakteristická pevnost zdiva .....	62
6.3	Hodnocení vodorovných konstrukcí nad 1.PP.....	62
6.4	Hodnocení betonu železobetonových průvlaků.....	63
6.4.1	Údaje o vzorcích .....	63
6.4.2	Výsledky zkoušek betonu .....	67
6.5	Stanovení polohy ocelové výztuže v železobetonu .....	71
6.5.1	Rozmístění a popis sond .....	71
6.5.2	Radiografie.....	72
6.5.3	Vyhodnocení zkoušek .....	73
6.5.4	Druh výztuže .....	88
6.6	Hodnocení střešní konstrukce .....	89
<b>7</b>	<b>STATICKÉ POSOUZENÍ STROPU .....</b>	<b>90</b>
7.1	Požadavky na provoz budovy .....	90
7.2	Vstupní parametry z průzkumu.....	90

7.2.1	Geometrie stropní konstrukce .....	90
7.2.2	Výztuž a druh betonu .....	91
7.2.3	Vlivy prostředí .....	91
7.3	Zatížení a vnitřní síly .....	91
7.3.1	Zatížení .....	92
7.3.2	Výpočet zatížení na trám .....	92
7.3.3	Výpočet zatížení na desku .....	93
7.4	Posouzení – mezní stav únosnosti .....	93
7.4.1	Posouzení na ohybový moment .....	94
7.4.2	Posouzení na posouvající sílu .....	100
7.5	Návrh zesílení .....	105
7.5.1	Vyhodnocení ze statického výpočtu .....	105
7.5.2	Metody zesílení.....	105
<b>8</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>107</b>
<b>9</b>	<b>SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ.....</b>	<b>108</b>



# 1 ÚVOD

## 1.1 Stavební průzkum a hodnocení konstrukce

V této práci je provedeno hodnocení trvalé provozuschopnosti existující konstrukce. Současně také tato práce slouží jako obecný návod, jak postupovat při průzkumu a statickém posouzení zděných a železobetonových konstrukcí z počátku 20. století.

V současné době nabývá hodnocení existujících konstrukcí na důležitosti, neboť zástavba, zejména staršího data, v centrech velkých měst nebo průmyslových zástavbách, má velký ekonomický a politický význam. Stavební inženýři jsou postaveni před úkol prodloužit životnost konstrukce za minimální čas a minimální náklady. Zásady hodnocení existujících konstrukcí mají však odlišné pojetí než navrhování nových konstrukcí a vyžadují znalosti překračující rozsah norem. Hlavním cílem objednatelů a stavebních inženýrů je omezit stavební opatření na minimum. Tento cíl vede právě k provedení dokonalého stavebně technického průzkumu a následného posouzení provozuschopnosti konstrukce. Stavební průzkum nám poskytne podklady pro vhodný návrh, který by měl umožnit maximální urychlení stavebních prací, pro úpravu či rekonstrukci. Omezení a urychlení stavebních prací vede k rychlému uskutečnění obchodního záměru objednatele.

Na základě konzultací s objednatelem se musí stanovit účel hodnocení existující konstrukce z hlediska požadavků na její budoucí funkční způsobilost, která vychází z: úrovně bezpečnosti, úrovně trvale udržitelných funkčních vlastností, požadavků objednatele na speciální funkční vlastnosti.

Pokud se prokáže, že je bezpečnost nebo použitelnost konstrukce nedostatečná, pak se na základě výsledků hodnocení doporučí konstrukční opatření zahrnující opravy nebo modernizace konstrukce [1].

V této práci je upozorněno na problémy, které mohou nastat při změně užívání objektů, které jsou už více než 100 let provozovány. Konstrukce, které byly navrženy podle již dnes neplatných norem a postupů, ve většině případů současným normám nevyhovují, proto je nutné provést statické zesílení. Aby se tato problematika mohla vyhodnotit, je nutné důkladně provést průzkum stavebně technického stavu jednotlivých konstrukcí a zjistit materiálové charakteristiky použitých materiálů. Při průzkumu je nutné brát zřetel na možnosti a schopnosti výroby konstrukcí dané doby, které mohou únosnost konstrukce (oproti dnešním postupům) značně omezovat. Proto je důležité být dobře seznámen s technologiemi výroby a místními poměry. Velkou důležitost mají jednotlivé

detaily konstrukcí. V našem případě se jedná o propojení trámů nad střední zdí. Toto místo bylo důkladně zkoumáno. Po odkrytí místa nad podporou a obnažení výztuží nebyla zjištěna výztuž, která by zjišťovala spojení trámů v jeden spojitý nosník. Z tohoto zjištění je možné usoudit, že na počátku 20. století nebyla teorie spojitých nosníků důkladněji propracována a při výrobě se přistupovalo k používání méně staticky výhodných prostých nosníků za sebou.

## 1.2 Cíle práce

Hlavním úkolem této diplomové práce je použít veškeré možné diagnostické metody při průzkumu reálné konstrukce, která má být upravena. Tyto metody jsou aplikovány tak, abychom byli schopni co nejobjektivněji zhodnotit reálný stav zkoumané konstrukce. Tato práce se zabývá průzkumem budov bývalého lomu v Oslavanech.

Cíle této práce jsou :

- Přehled diagnostických metod, které je možné použít při průzkumu.
- Analýza podkladů budov F a A3, které se nachází v areálu bývalého dolu (jáma Kukla Zbýšov) v Oslavanech. Areál nyní využívá společnost Strojírny Oslavany, spol. s r.o.. Získání historických podkladů o budově (užívání jednotlivých objektů, způsob a technologie výstavby, používané materiály, atd.), podklady o případných předchozích provedených stavebních zásahů do konstrukce.
- Prohlídka budov a jednotlivých konstrukcí – identifikace konstrukčního systému a možné poškození konstrukce pomocí vizuální prohlídky, provedení fotodokumentace stávajícího stavu (dokumentace nosných prvků budovy, zastřešení a opláštění).
- Návrh diagnostických zkoušek pro zjištění vlastností zdiva, betonu a výztuže u jednotlivých nosných prvků posuzované budovy – zkoušky pro zdivo, stropní železobetonové průvlaky, stropní desky a zastřešení.
- Stanovení kritických nedostatků s ohledem na budoucí bezpečnost a použitelnost konstrukce, na které je nutno se při podrobném hodnocení zaměřit.
- Zpracování plánu diagnostického průzkumu pro zjištění vlastností jednotlivých materiálů použitých v konstrukci.
- Provedení diagnostického průzkumu a odběr vzorků.
- Odzkoušení a vyhodnocení vzorků odebraných z posuzovaných konstrukcí.
- Zatřídění materiálů z posuzovaných částí konstrukcí.
- Statické posouzení jednotlivých částí konstrukce.

- Doporučení případného statického zesílení či úpravy konstrukce.

### 1.3 Důvod provádění hodnocení konstrukce

Na výzvu objednatele – INTERPLAN-CZ, s.r.o., Purkyňova 79a, 612 00 Brno, zastoupeného pány Ing. arch. B. Hetmerem a Ing. T. Fockem, byly provedeny prohlídky objektů A3 a F ve výrobním areálu společnosti Strojírny Oslavany, spol. s r.o. ve dnech 3.12.2009 a dále v roce 2010 v těchto termínech: 8.1., 12.1., 15.1., 18.1. [17]. Pro zajištění přístupu do zkoumaných objektů a pro potřebnou spolupráci na průzkumu (výkopy, žebříky, energie apod.) byla vždy k dispozici za Strojírny Oslavany Ing. Šebelová.

Důvodem prohlídek bylo materiálové, radiografické a statické posouzení stavu objektů, které mají být nově využívány. Vyztužení stropní konstrukce nad 1.NP bylo zkoumáno jednak pomocí drážek na podhledu žeber a desky, jednak shora po odstranění horních vrstev betonu. Tam, kde u trámů nebyly získány relevantní výsledky vyztužení, bylo přikročeno k radiografickým zkouškám, které již jednoznačně zjistily vyztužení.

Radiografická kontrola železobetonové konstrukce se uskutečnila v odpoledních hodinách, po ukončení pracovní doby zaměstnanců areálu. Po dobu provádění radiografie byl v okolí místa prozařování vyloučen pohyb osob.

Pro účely mé diplomové práce jsem nad rámec požadavků investora práci rozšířil, z důvodu kompletního hodnocení konstrukce, ještě o statické posouzení zkoumané konstrukce (trámového stropu).

## 2 TEORETICKÁ ČÁST

### 2.1 Stavebně technický průzkum

Cílem stavebně technického průzkumu je odzkoušet a zhodnotit stav stavebních konstrukcí především z hlediska statického. Stavebně technický průzkum může být zaměřen na zjištění vlastností jak celých konstrukcí, tak jejich částí, ze kterých se konstrukce skládá. Dále může být rozšířen, dle požadavků objednatele, na zjištění ještě jiných vlastností stávajících staveb, jako je hledisko tepelně technického stavu, hledisko stavu energetických sítí, atd. Je zřejmé, že každý stavebně technický průzkum bude jiný, protože se diagnostické práce musí přizpůsobit stavu a povaze objektu, druhu plánovaných stavebních prací apod. Je nezbytné, aby stavebně technický průzkum vedli lidé s odbornou způsobilostí (diagnostici), kteří vlastní úřední oprávnění pro tuto činnost [1].

Výsledkem stavebně technického průzkumu je závěrečná zpráva, která může být vypracována ve třech stupních:

- Předběžný stavebně technický průzkum pro potřeby zadávací studie rekonstrukce, modernizace apod.
  - Podrobný stavebně technický průzkum pro zpracování statických výpočtů a projektové dokumentace
  - Doplnující a speciální stavebně technický průzkum pro potřeby doplnění podrobného stavebně technického průzkumu a řešení změn z úprav při realizaci stavebních prací
- Závěrečná zpráva by měla vyčerpávajícím způsobem popsat a vyhodnotit stav konstrukce a obecně by měla obsahovat následující body:
- Úvod se základními údaji o objektu, rozsah a zaměření průzkumu včetně potřebných právních podkladů
  - Zhodnocení vodorovných nosných konstrukcí (dřevěných, železobetonových, ocelových, klenbových a kombinovaných)
  - Zhodnocení svislých nosných konstrukcí (včetně druhu a kvality kusového staviva, druhu a pevnosti malty, jakosti betonu a oceli v železobetonových konstrukcích apod.)
  - Podrobné posouzení krovu a střešního pláště
  - Zjištění a popsání vlhkostního režimu objektu
  - Podrobný popis stavu základových konstrukcí

- Inženýrsko-geologické zhodnocení základových poměrů objektu
- Závěrečné zhodnocení stavu objektu s doporučením k provádění stavebních úprav na základě stavebně technického průzkumu objektu. Doporučení na případné provedení doplňujícího průzkumu objektu nebo vybraných částí konstrukcí

Přesné postupy při provádění stavebně technického průzkumu jsou uvedeny v ČSN ISO 13822 [1]. Tato norma nahrazuje ČSN 73 0038 [2].

## 2.2 Statické posouzení konstrukce

Cílem statického posouzení konstrukce je zhodnotit objekt z hlediska trvalé provozuschopnosti budovy. Statické posouzení může být zaměřeno na posouzení části konstrukce nebo konstrukce jako celku. Výsledkem statického posouzení je zpráva (statický výpočet), ve které je konstrukce posouzena na únosnost – 1.MS nebo použitelnost – 2.MS. Závěrem této zprávy je fakt, zda daná konstrukce vyhoví či nevyhoví daným požadavkům zatížení. Proto, aby konstrukce vyhověla, je mnohdy nutné provést její zesílení či výměnu částí nebo celku konstrukce. Statický posudek může být dle požadavků investora dále rozšířen o toto doporučení nebo zde může být provedeno přímo statické posouzení na zesílení konstrukce. Každý statický posudek musí být přizpůsoben povaze objektu, druhu plánovaných stavebních prací. Statický posudek musí provádět osoby s odbornou způsobilostí (statici), kteří vlastní úřední oprávnění k provádění této činnosti.

## 2.3 Rozdělení diagnostických metod

V tomto rozdělení základních diagnostických metod jsou uvedeny metody zkoušení vlastností materiálů a konstrukcí, které se běžně používají v naší praxi. Dokonalá harmonizace našich dřívějších (dnes již neplatných) ČSN a evropských norem EN se projeví na ještě efektivnějším provádění diagnostických prací.

Nutné je upozornit na rozdílné základní dělení diagnostických metod. Starší předpisy ČSN dělily metody podle velikosti porušení diagnostikované konstrukce či prvku na:

- Nedestruktivní – zkoušenou konstrukci žádným způsobem nepoškodí
- Destruktivní – zkoušenou konstrukci či prvek výrazně porušíme nebo dojde k úplnému rozdrčení

Některé zkoušky konstrukcí, u kterých je vliv na poškození konstrukce vzhledem k její velikosti poměrně malý, se označovali jako semidestruktivní.

Nové (současné) EN však dělí diagnostické metody podle zjišťování požadovaných hodnot na:

- Nepřímé – požadovanou vlastnost zjišťujeme pomocí měření jiných veličin
- Přímé – výsledkem měření je přímo požadovaná vlastnost

### 2.3.1 Nedestruktivní zkoušky

Nedestruktivní zkušební metody většinou povrch konstrukce nepoškodí, pouze u některých tvrdoměrných metod se zkoušené místo upraví obroušením, příp. vrypem nebo vtiskem. Při použití těchto metod je nutný velký počet zkoušených míst. Pro upřesnění je však nutné provádět ještě destruktivní zkoušky. Nedestruktivní metody můžeme dělit podle fyzikálního principu, na kterém jsou jednotlivé metody založeny (měří se jimi různé veličiny), anebo podle měřené veličiny, která může být zjišťována různými fyzikálními parametry [12].

Pro nedestruktivní zkoušení se používají některé z těchto metod:

- Tvrdoměrné metody
- Ultrazvuková impulsová metoda
- Rezonanční metoda
- Radiometrická metoda
- Radiografická metoda
- Zkouška magnetickými indikátory
- Zkouška propustnosti povrchových vrstev pro vodu a plyny

### 2.3.2 Semidestruktivní zkoušky

Při používání semidestruktivních (částečně destruktivních) metod zkoušenou konstrukci částečně poškodíme, například vrtáním, odtrhy apod. Při stavebně technickém průzkumu velmi pečlivě volíme ta kontrolní místa na konstrukci, kde budeme provádět semidestruktivní zkoušky. V žádném případě, např. odběrem jádrových vývrtů, nesmíme nepříznivě ovlivnit únosnost nebo stabilitu konstrukce [12].

Mezi semidestruktivní metody patří:

- Odtrhové zkoušky
- Brusné a vrtné metody
- Vstřelovací metody
- Tvrdoměrné metody vnikající

### 2.3.3 Destruktivní zkoušky

Při používání destruktivních zkoušek dojde k úplnému porušení konstrukce nebo její části. Jedná se o zkoušení:

- Celých konstrukcí
- Zmenšených modelů
- Prvků a dílců
- Vzorků odebraných z konstrukce

Velikost vzorků odebraných z konstrukce musí odpovídat struktuře zkoumaného materiálu, velikost musí být dostatečná pro zatřídění, avšak nesmí dojít k příliš velkému porušení konstrukce [12].

## 2.4 Diagnostika základů konstrukce

O únosnosti základových konstrukcí rozhoduje více parametrů. Pro posouzení únosnosti je nutné změřit hloubku základové spáry a šířku základu. Dále je nutné také znát materiál vlastní základové konstrukce a parametry zeminy, kde se stavba nachází. Pro zjištění těchto informací o konstrukci je nutné provést sondu k základům konstrukce. Sonda může být zpravidla kopaná (pro menší hloubky) či vrtaná (pro větší hloubky). Sondy k základům se většinou provádí u konstrukcí, které jsou porušeny trhlinami z důvodů nestejnoměrného sedání či malé únosnosti zeminy, nebo u konstrukcí, u kterých se zvýší zatížení a je nutné posoudit únosnost základu a základové spáry. Z hlediska geologicko-technického je nutné zatřídit horninu či zeminu, ve které se konstrukce základu nachází. Při sondování se také ověřuje přítomnost hladiny podzemní vody.

## 2.5 Diagnostika cihelného zdiva

### 2.5.1 Úvod do diagnostiky cihelného zdiva, historie

Cihelné zdivo je známo více než 10 000 let. Nejdříve se jednalo o cihly z nepálené hlíny, později pálené či glazované. Na našem území se cihly objevily zhruba před 2 000 lety. Nejstarší zachované zdivo je z doby gotické. Větší uplatnění našly až v době baroka, kdy se cihly staly základním stavebním materiálem. Malta ve zdivu byla převážně vápenná, i když už ve středověku znali staří stavitelé hydraulické vápno. Pokud byla malta ve zdivu dostatečně chráněna degradačním vlivům, je překvapivě kvalitní. To může souviset s dobrou surovinou a s dlouhodobým vyzráváním vápna při jeho výrobě (i několik let). Ke konci 18. století nastaly na území tehdejší rakousko-uherské monarchie dvě

významné události týkající se rozvoje zděných konstrukcí. Byly vydány předpisy pro zděné budovy se zpřísněnými protipožárními předpisy. A byl zaveden jednotný rozměr plné pálené cihly  $303 \times 145 \times 65$  mm. Po zavedení metrické soustavy byly upraveny na  $290 \times 140 \times 65$  mm. Ke konci 19. století se začaly vyrábět děrované cihly, podélně a příčně. Pevnosti cihel se v běžné praxi určovaly podle názvů. Po roce 1900 se zavedla kontrola pevnosti cihel a názvosloví se zpřesnilo. V 2. polovině 20. století se sortiment cihelných výrobků značně rozšířil. V současné době je na trhu velké množství cihelných výrobků pro různý způsob použití. Na veškeré výrobky jsou prováděny pevnostní zkoušky a výrobky jsou jasně definované, je vydáván protokol o shodě. Při stavebních průzkumech se většinou setkáváme s cihelnými konstrukcemi z 2. poloviny 19. až počátku 20. století [11].

### 2.5.2 Problémy při posuzování starších zděných konstrukcí

Cihelné zdivo je stavební hmotou výrazně kompozitní povahy, což sebou přináší určitá pozitiva i negativa. Z historického pohledu se můžeme v konstrukcích setkat se zděnými konstrukcemi různého stáří, které většinou výrazně přesahují běžně plánovanou dobu životnosti ostatních konstrukcí. Mezi nejvýznamnější problémy zděných konstrukcí patří:

- Nedostatečná prostorová tuhost zdiva – zajištění zdiva ve vodorovném směru buď žádně, nebo pouze pomocí železných kovaných táhel
- Stavební zásahy v minulosti – některé konstrukce byly v minulosti několikrát zásadně přestavěny, docházelo k zeslabování průřezů či odstraňování částí nosného zdiva
- Složení zdiva – zvláště u masivních konstrukcí může být dokonalá vazba pouze v povrchové vrstvě a uvnitř se skrývá směs kamene prolitá maltou, v horším případě velké dutiny až kaverny
- Nепrovázanost zdiva – po odstranění omítky se může stát, že vizuálně kompaktní zdivo se skládá z více navzájem neprovázaných vrstev
- Změny v užívání a změny v zatížení konstrukce
- Trvanlivost zdiva – jedná se jak o vliv střídavého zmrazování a rozmrazování, tak i o negativní vliv solí a kyselin, které rozrušují zdivo krystalizačními tlaky
- Vlhkost zdiva – kromě zhoršení provozně funkčních vlastností má vliv rovněž na snížení únosnosti a urychlení degradačních procesů



- Poruchy, zejména trhliny – rozvoj poruch souvisí s většinou předcházejících problémů

### 2.5.3 Činnost při průzkumu zděných konstrukcí

Stavebně technický průzkum zděných stěn, sloupů, pilířů, stropů a příček zahrnuje kromě stanovení materiálových vlastností rovněž tyto činnosti:

- Průzkum vzniku a rozvoje trhlin – šířka trhlin, délka a hloubka trhlin, jejich průběh (poloha) vzhledem k jednotlivým cihlám a vzhledem k přilehlým konstrukcím
- Průzkum vad zdiva – nesprávná vazba zdiva, skryté dutiny, a další
- Průzkum poruch zdiva – od tahových účinků, objemových změn, neodborného zásahu, trvalé působení zvýšené vlhkosti zdiva a působení agresivního chemického prostředí
- U neúnosných zděných prvků, zejména příček – průzkum poruch zdiva (trhliny, drcení) na jejich povrchu a v místě jejich styků s přilehlými zdmi, betonovými a přilehlými konstrukcemi

## 2.6 Metody pro zkoušení cihelného zdiva

Zkoušky cihelného zdiva se dělí na:

- Zkoušky na stávajících konstrukcích – zatěžovací zkouška zdiva v insitu - lokální napjatost plochými lisami
- Zkoušky malých vzorků stěn – únosnost malých pilířků v laboratoři
- Zkoušení malt – vrtná metoda (tzv. Kučerova vrtačka), Schmidt PM, Indentor
- Zkoušení celých zdících prvků – nedestruktivní zkoušky v konstrukci (Waitzmann, Schmidt LB), destruktivně – odběr reprezentačních částí zdících prvků (jádrové vývrty)

Průzkum vlastností snižující pevnost zdiva – vazba, vlhkost poruchy (trhliny), dřívější zásahy, degradace, a další [11].

## 2.7 Metody pro zkoušení pevnosti cihel

Vlastnosti zdících prvků, zejména rozměry, tvar uspořádání, objemová hmotnost a pevnost v tlaku se určí u existujících konstrukcí na vzorcích odebraných z vyšetřované konstrukce podle příslušných norem nebo po odkrytí povrchu zdiva vhodnou nedestruktivní metodou.

Pevnost v tlaku zdících prvků se určuje podle ČSN EN 771 - 1 [7] jako průměrná pevnost v tlaku stanoveného počtu vzorků celých zdících prvků. Minimální počet vzorků je 6, ale tento počet je v případě diagnostiky zděných konstrukcí třeba upravit dle velikosti konstrukce. Norma připouští zkoušet též reprezentační části zdících prvků, zejména v případě větších prvků. Tato reprezentační tělesa, například krychle, se mají vyřezat z různých míst prvku. Pevností v tlaku zdících prvků, uvažovanou při návrhu, je normalizovaná pevnost v tlaku  $f_b$ . Normalizovaná pevnost v tlaku se získá přepočtem pevnosti zdících prvků na pevnost ve stavu přirozené vlhkosti  $(6 \pm 2) \%$ , pokud nebyla v tomto stavu již stanovena, a vynásobí se součinitelem vlivu výšky a šířky zdících prvků  $\delta$ . Pro průměr vývrtu 75 mm, je možné vyrobít zkušební tělesa  $50 \times 50$  mm. Součinitel  $\delta$  se pro tyto rozměry rovná 0,85. Součinitel  $\delta$  je roven 1 pro těleso o výšce 100 mm a menším příčném rozměru taktéž 100 mm. [7].

### 2.7.1 Pevnost tlaku na vzorcích odebraných z konstrukce

V praxi diagnostických průzkumů zděných konstrukcí bývá často obtížné odebrat bez poškození celé vzorky zdících prvků, a proto je možné (i s ohledem na možné vyřezání reprezentativních vzorků) použít pro odběr vzorků jádrové vrtání.

V praxi se používají vývrty o průměru 50mm, z nichž se vyřezou válcová tělesa. Problém je, že jejich zatěžování v lisu není totožné se směrem zatěžování v konstrukci (vývrty jsou většinou vodorovné).

Na základě zkušeností se osvědčilo provádění jádrového vývrtu o vnitřním průměru 75 mm do vazáku na celou délku cihly. Z takového vývrtu lze vyřezat zkušební tělesa s příčným rozměrem  $d = 50$  mm nejen pro stanovení pevnosti v tlaku, ale i pro pevnost v tahu za ohybu. Optimálním reprezentativním tělesem je hranol  $50 \times 50 \times 250$  mm. Po stanovení pevnosti v tahu se ze zlomků jednoduše vyřezou až 4 krychle  $50 \times 50 \times 50$  mm pro stanovení pevnosti v tlaku [11].

### 2.7.2 Pevnost v tlaku zjištěná nedestruktivně

Tvrdoměrné metody zkoušení cihel jsou modifikací metod používaných pro beton. Pro zkoušení cihel se dříve používala metoda Waitzmannova tvrdoměru. V současnosti se pevnost v tlaku zjišťuje téměř výhradně tvrdoměrem Schmidt LB (OBR.2.1). Zásadním rozdílem proti tvrdoměru Schmidt L na beton je pouze výrazně menší poloměr kulové plochy razníku. Pro cihly bylo vytvořeno i několik různých kalibračních vztahů pro nové i staré cihly podle pracovišť, které se touto problematikou zabývala, například VAAZ

Brno, ÚSZK FAST. Další možností zjištění pevnosti v tlaku nedestruktivně je použít Kučerovu vrtačku, pro kterou jsou zpracovány kalibrační vztahy i pro zkoušení pevnosti cihel, avšak v praxi se tato metoda příliš nepoužívá.

Metodika provádění a vyhodnocování zkoušek pevnosti v tlaku tvrdoměrem Schmidt LB je obdobný jako pro Schmidt L na beton. Na obroušeném povrchu cihly se provede minimálně 5, lépe však 8 až 10 měření odrazu. Hodnota jednotlivých platných měření se nesmí lišit od aritmetického průměru všech měření na témže zkušebním místě více než o 20 %. Pevnosti získané na základě kalibračního vztahu, které vybočují z těchto mezních odchylek, se vyloučí a ze zbývajících platných měření (musí jich být alespoň 5) se vypočte nový aritmetický průměr pevnosti v tlaku.

Protože vztah mezi pevností v tlaku a tvrdostí cihel se může lišit podle lokality, rovněž podle vlastností povrchu zdiva, je nutné upřesnit korelační vztah mezi tvrdostí stanovenou tvrdoměrem a pevností v tlaku na vzorcích odejmutých z konstrukce. Zkušební vzorky před stanovením pevnosti v tlaku upneme do lisu (vyvozené napětí má být přibližně 10 % pevnosti cihly) a vyzkoušíme nejdříve tvrdoměrnou metodu. Pomocí tvrdoměrné metody se zkouší pouze cihly plné pálené, v případě tvarovek je výsledek zkreslen přítomností otvorů uvnitř prvku [13].



**OBR.2.1** Schmidtův tvrdoměr LB

## 2.8 Metody pro zkoušení pevnosti malty

### 2.8.1 Metody a přístroje pro zkoušení pevnosti malty

Metod pro stanovení či spíše odhad pevnosti v tlaku malty ve spárách zdiva je několik, v praxi je však nejrozšířenější metoda upravené vrtačky.

Metody pro zkoušení pevnosti malty v tlaku ve spárách existujících konstrukcí se zjišťuje:

- Nedestruktivními tvrdoměrnými zkouškami na základě vhodných kalibračních vztahů, popřípadě odhadem podle hloubky vrypu
- Na základě obsahu pojiva stanoveného chemickým rozbořem
- Metodami lokálního porušení, například upravenou příklepovou vrtačkou na základě kalibračních vztahů

V případě dostatečně velké tloušťky ložných spár a dostatečně pevné malty lze pro stanovení pevnosti v tlaku použít tělesa vyrobená ze spár, která se zkouší podle ČSN EN 1015 - 11 [8].

U tvrdoměrných metod je největším problémem tloušťka spár, která se ve starších konstrukcích pohybuje od 10 mm do 14 mm. Jednou možností zkoušení je vtlačování definovaného přípravku – indentoru. K zatlačování indentoru se používá úderu kladiva o hmotnosti 1 kg ze vzdálenosti 100 mm. V literatuře je udáván i kalibrační vztah, který však může být ovlivněn osobou provádějící zkoušku. Z toho důvodu byl vyvinut kyvadlový indentor, který zaručuje konstantní energii.

Dalším přístrojem pro zjišťování pevnosti v tlaku malty ve spárách zdiva je Schmidt PM. Beran s razníkem opisuje kruhovou dráhu a po dopadu na maltu ve spáře se odrazí. Z hodnot odrazu lze odvodit pevnost malty. Metoda je však vhodnější pro zjišťování kvality malty nových zděných konstrukcí.

V praxi je však nejrozšířenější semidestruktivní metoda zjišťování pevnosti malty pomocí upravené vrtačky.

### 2.8.2 Zkušební postup pro upravené vrtačky

Pro zkoušení malty ve spárách zdiva byla v pražském Technickém a zkušebním ústav stavebním (dále TZÚS) upravena ruční vrtačka, známá odborné veřejnosti jako „Kučerova vrtačka“ (OBR.2.2) Metoda je založená na vztahu mezi pevností malty ve spárách a odporem malty proti vnikání vrtáku. Metoda dosáhla značné obliby, proto byl

vyvinut nový, fyzicky méně namáhavý, typ elektrické vrtačky, nesoucí označení PZZ 01 (OBR.2.2).

Zkušební postup pro upravenou vrtačku je prakticky shodný pro oba typy vrtaček, liší se pouze kalibrační vztahy. Zkušební místo se volí na tlačných prvcích (sevření spáry). Zkušební místo se upraví takto: Pokud je zdivo omítnuto, odstraní se omítka na ploše 200×150 mm tak, že ložné spáry jsou přibližně v podélné ose upravené plochy. Při zkoušce malty se malta v jedné ložné spáře vyseká nebo vyškrábe vhodným nástrojem, přibližně 2mm za líc zdiva (důležité z hlediska odstranění omítky a zkarbonatované vrstvy). Při zkoušce se v upravené ložné spáře provedou tři vrty ve vzájemných vzdálenostech cca 40mm a minimálně 50mm od případné hrany zdiva. Hloubka vrtu se měří hloubkoměrem, jako platné měření se uvažuje hloubka vrtu  $d$ , která se neliší od průměrné hodnoty ze všech tří vrtů o více než 30 %.

Kalibrační vztahy jsou vytvořeny výrobcem obou vrtaček pro různé vstupní podmínky, mezi nimiž je zejména jiný typ přitlaku, jiný průměr vrtáku, jiný způsob vyvození otáček. [12].



**OBR.2.2** Upravená ruční vrtačka a elektrické vrtačka

## 2.9 Hodnocení existujících zděných konstrukcí

Při hodnocení zděných konstrukcí se postupuje podle platných norem pro navrhování a zatížení. Hodnocení existujících zděných konstrukcí se provádí dle ČSN ISO 13822 [1].

### 2.9.1 Charakteristická pevnost zdiva v tlaku

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku  $f_k$  se určí z pevností zdících materiálů a malty podle vztahu:  $f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$

kde

- |          |   |
|----------|---|
| $f_k$    | je charakteristická pevnost zdiva v tlaku v $\text{N/mm}^2$ pro zdivo s vyplněnými ložnými spárami  |
| $K$      | je konstanta závislá na druhu zdiva a skupině zdících prvků, zařazení těchto prvků do skupin závisí na geometrických charakteristikách těchto prvků   |
| $f_b$    | je normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdících prvků v $\text{N/mm}^2$   |
| $f_m$    | je průměrná pevnost malty v tlaku v $\text{N/mm}^2$ , uvažuje se menší z hodnot $2f_b$ nebo 2 MPa. U zdiva s lehkou maltou a u zdiva s tenkými spárami se ověřuje, zda malta odpovídá minimální pevnostní třídě 5 MPa |
| $\alpha$ | exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, $\alpha = 0,7$ pro nevyztužené zdivo s obyčejnou nebo lehkou maltou  |
| $\beta$  | je exponent závislý na druhu malty, $\beta = 0,3$ pro obyčejnou maltu   |

### 2.9.2 Návrhová pevnost zdiva v tlaku

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku byla vypočtena podle vlastností zdících prvků a vlastností použité malty. Při hodnocení zdiva je však zapotřebí zohlednit další vlastnosti mající vliv na únosnost celé konstrukce. Mezi tyto vlastnosti patří zejména:

- Pravidelnost vazby zdiva
- Vyplnění spár maltou
- Zvýšení vlhkosti zdiva
- Svislé a šikmé trhliny ve zdivu

Návrhová pevnost zdiva v tlaku  $f_d$  se podle ČSN EN ISO 13822 [1] vypočítá jako podíl charakteristické pevnosti v tlaku  $f_k$  a dílčího součinitele zdiva  $\gamma_m$ , který se určí podle vztahu:  $\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \times \gamma_{m4}$ ,

kde:

- $\gamma_{m1}$  je základní jednotka dílčího součinitele spolehlivosti, která se pro zdivo z plných cihel uložených na obyčejnou maltu rovná 2,0
- $\gamma_{m2}$  je součinitel vlivu pravidelnosti vazby a vyplnění spár maltou:  $0,85 \leq \gamma_{m2} \leq 1,2$ , dolní mez intervalu platí pro zcela dokonalou vazbu a bezvadné vyplnění spár
- $\gamma_{m3}$  je součinitel vlivu zvýšení vlhkosti, pro vlhkost zdiva v intervalu od 4 % do 20% se určí interpolací mezi hodnotami  $1,0 \leq \gamma_{m3} \leq 1,25$
- $\gamma_{m4}$  je součinitel zahrnující vliv svislých a šikmých trhlin ve zdivu v intervalu  $1,0 \leq \gamma_{m4} \leq 1,4$ , dolní mez platí pro zdivo bez trhlin

## 2.10 Metody pro diagnostiku železobetonových konstrukcí

### 2.10.1 Úvod do diagnostiky železobetonových konstrukcí

Při diagnostice konstrukcí ze železobetonu se můžeme setkat s objekty o různém stáří. Jedná se buď o konstrukce nové, u nichž vznikla pochybnost o kvalitě provedení, a nebo o konstrukce postavené před více lety (někdy i více než 100 let). Při hodnocení železobetonové konstrukce je zapotřebí počítat se značně rozdílnou kvalitou a rozdílným stupněm degradace betonu. Musíme si uvědomit, že během přibližně 120 let intenzivního využívání železobetonu ve stavebnictví došlo k určitým posunům v oblasti navrhování, technologie, provádění i posuzování betonových konstrukcí. Dále musíme upravit poučku o růstu pevnosti betonu v čase, neboť platí pouze v případě kvalitního betonu a optimálního prostředí. Při praktickém provádění průzkumu se však často setkáme s betonem, který byl již nekvalitně vyroben a jehož vlastnosti se vlivem degradačních procesů ještě zhoršily.

Každé období v minulosti je provázeno určitými negativními vlivy, proto je nutné si uvědomit, ve kterém období byl objekt postaven nebo byl proveden zásah do nosné konstrukce. Po tomto rozboru můžeme předem označit a více se zaměřit na určité nedostatky dané doby (předsádkový beton, hlinitanové cementy, kolísavá kvalita vstupních materiálů, technologická nekázeň apod.) [11].

### 2.10.2 Stav normalizace

V současné době je v České republice platný už pouze jeden postup pro diagnostiku betonových konstrukcí. Tento postup pro navrhování diagnostických zkoušek je uváděn v evropských normách. ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí [1] a ČSN EN 13791 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích [5]. Na tyto normy dále navazují ČSN EN 12504 - 1,2,3,4 [6]. V této sadě norem jsou preferovány jádrové vývrty a nepřímé zkoušky (odrazové, ultrazvukové, atd.) jsou používány jako doplňující.

Starší, dnes již neplatný, postup pro navrhování diagnostických zkoušek byl v ČSN 73 2011 Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcí [3]. Na tuto normu dále navazovaly normy ČSN 73 1370 - 1,2,3,4,5,6 [4]. V těchto normách jsou preferovány nedeštruktivní zkoušky. Deštruktivní zkoušky (jádrové vývrty) jsou používány pouze jako upřesňující zkoušky pro zkoušky nedeštruktivní.

V praxi se při posuzování konstrukce většinou postupuje na základě jádrových vývrtnů doplněné nepřímými zkouškami, tedy podle novějších EN. Stále však přetrvává používání postupů podle nedeštruktivních zkoušek upřesněné jádrovými vývrty, tedy podle starých ČSN.

### 2.10.3 Vlastnosti betonových konstrukcí

Rozlišujeme vlastnosti betonu, ocelové výztuže, vlastnosti konstrukce a vady a poruchy.

- Vlastnosti betonu konstrukce – stejnorodost, pevnost, modul pružnosti, objemová hmotnost, mrazuvzdornost, vodotěsnost, chemické vlastnosti a vlastnosti povrchových vrstev betonu
- Vlastnosti výztuže – množství a uložení, krytí, koroze výztuže
- Vlastnosti konstrukce – únosnost a ohybová tuhost při statickém zatížení, provozně funkční vlastnosti jako vodotěsnost a mrazuvzdornost
- Vady a poruchy – přítomnost vad, jejich rozsah a závažnost

## 2.11 Metody pro zkoušení pevnosti betonu

### 2.11.1 Tvrdoměrné metody

Pevnost betonu se určuje z tvrdosti cementového tmele, spojující jednotlivá zrna kameniva v beton. Proto se zkoušky provádí v místě cementového tmelu a ne v místech kameniva. U Schmidtova tvrdoměru měříme odraz pružného tělesa od povrchu



zkoumaného betonu. Za zkušební místo považujeme takové místo na povrchu konstrukce, kde předepsaným měřením a následným vyhodnocením získáme jeden údaj pevnosti betonu. Obvykle je to plocha asi  $100 \times 100$  mm, která musí být hladká, suchá, s odstraněnou povrchovou vrstvou. Obvykle se zkušební místo vybrousí.

Schmidtovy tvrdoměry jsou děleny dle ČSN 73 1373 [4] podle energie provedeného rázu na typ: Schmidt N, NR, N digi – pro beton 17 - 60 MPa – běžné konstrukce, Schmidt L, LR – pro beton 13 - 50 MPa – tenkostěnné konstrukce, Schmidt M – pro beton 25 - 60 MPa masivní konstrukce, Schmidt P – polokruhový, beton nízké pevnosti, Schmidt PT – pro pórobetony. Zjednodušenou funkci můžeme popsat následovně: Beran je držen v určité vzdálenosti od úderníku. Tažená pružina je jedním koncem upnuta v pouzdru a druhým k beranu. Při zkoušce se upne úderník svým kulovitým koncem o povrch betonu a tlakem na pouzdro směrem k betonu se napíná tažená pružina. V nastavené poloze je uvolněn beran a dopadne na úderník. Při nastalém rázu se energie pohybu beranu projeví jednak vtiskem úderníku do povrchu betonu a jednak odrazu beranu zpět. Velikost odrazu závisí na tvrdosti tmele. Při zpětném pohybu posune beran značku na stupnici (OBR.2.3). Přístroj je možno aretovat v poloze po provedení rázu. Značka přitom zůstane na ukazateli stát. Při odaretování se posune značka na výchozí polohu, beran se uvolní a zkoušku je možno provést na dalším místě. Výsledkem měření Schmidtovým tvrdoměrem je tedy odraz. Při zkoušce je nutné zaznamenat i polohu, ve které byl přístroj při zkoušce (vodorovně, svisle nahoru, svisle dolů). Vyhodnocení můžeme provést buď podle kalibračního vztahu vytvořeného pro konkrétní druh betonu a nebo podle kalibračního vztahu obecného.

Velkou výhodou této zkoušky je její rychlost. Hlavní nevýhodou je ta skutečnost, že je zkoušena pouze povrchová vrstva betonu [16].



**OBR.2.3** Schmidtův tvrdoměr – typ N

### 2.11.2 Ultrazvukové metody

Pro stanovení vlastností materiálů nebo při lokalizaci vad u technických prvků se v praxi používá několik druhů ultrazvukových metod. Jednak to může být spojitě vysílání vlnění, jednak, a to častěji, vysílání impulsové.

Ultrazvuková impulsová metoda je jednou z metod pro zkoušení vlastností stavebních materiálů a rovněž vlastností a poruch dílců nebo celých konstrukcí. Jedná se o mechanické vlnění s frekvencí vyšší než 20kHz, jehož rychlost při průchodu stavebním materiálem je závislá na fyzikálně mechanických vlastností materiálu a na přítomnosti poruch v konstrukcích.

Princip ultrazvukových metod spočívá v tom, že se opakovanými elektrickými impulsy vytvoří v budiči úzké svazky mechanického tlumeného kmitání. Ty se vnesou do zkoušeného prvku a po proběhnutí změřené dráhy se sejmou snímačem. Přitom se měří doba průchodu ultrazvukového vlnění.

Při diagnostice stavebních konstrukcí a materiálu jsou běžně používány sondy, jejíž pracovní kmitočet je v rozsahu 20 kHz až 150 kHz. Obecně platí, že s vyšší frekvencí se zvyšuje rozlišovací schopnost a tudíž i přesnost ultrazvukového měření. Ultrazvukové kmitočty o vysokých frekvencích jsou však během průchodu konstrukcí mnohem výrazněji zeslabovány.

Při ultrazvukovém zkoušení stavebních prvků, dílců i konstrukcí se používá dvou elektroakustických sond: budič a snímač. Způsob prozvučování závisí na přístupnosti

povrchů zkoušeného objektu a na umístění sond na zkoušeném objektu. Proto rozeznáváme tyto typy prozvučování: přímé, polopřímé a nepřímé.

Ultrazvuková impulsová metoda průchodná se používá převážně tam, kde chceme zjistit z rychlosti šíření ultrazvuku vlněním jakost zkoušeného prostředí např. stejnorodost, a mechanicko-fyzikální charakteristiky, dynamický modul pružnosti v tahu/tlaku a pevnosti betonu v tlaku.

V současné době se s oblibou používá ultrazvukový přístroj TICO od firmy Proceq (OBR.2.4). Používá se dvojice měřících sond o frekvenci 54kHz pro přímé, polopřímé a nepřímé měření. Pro kalibraci přístroje se používá měřící etalon, který je součástí výbavy. Hlavní výhodou tohoto přístroje je velmi jednoduchá obsluha a vyhodnocení výsledků. K nevýhodám patří obtížná interpretace výsledků ve složitějších případech a citlivost ultrazvuku na řadu vnějších vlivů [11].



**OBR.2.4** Ultrazvukový přístroj TICO

### 2.11.3 Jádrové vývrty

Jádrové vývrty se odebírají z diagnostikované konstrukce ke stanovení vlastností staviva v době průzkumu konstrukce. Odběr vývrťů představuje vždy značný zásah do konstrukce, a proto je před vlastním provedením nezbytné plně zvážit účel a zkoušení hodnocení výsledných údajů. Počet vývrťů je navržen dle velikosti a členitosti konstrukce,

minimálně však 3 vývrtu. Toto množství je u členitějších konstrukcí nedostatečné, proto se doporučuje provádět minimálně 6 vývrtů. Průměr vývrtů by obecně měl být co nejmenší, na druhé straně musíme respektovat strukturu betonu a normu stanovující přípustné rozměry zkušebních těles. Pokud je velikost maximálního zrna kameniva (nikoliv frakce) větší jak  $1/3$  průměru vývrtu, má to značný vliv na zjištěnou pevnost. Délka vývrtu určeného pro zkoušku pevnosti v tlaku vychází z průměru vývrtu, z možného způsobu úpravy a faktem, zda se má provést srovnání s krychelnou či válcovou pevností. Umístění vývrtů na konstrukci se volí v návaznosti na konstrukční důsledky. Vývrtu mají být odebrány z míst největšího tlakového namáhání a s minimálním výskytem výztuže. Místo odběru nesmí být v blízkosti spár nebo hran betonových prvků. Označení a identifikace probíhá ihned po ukončení vrtání, kdy se na vývrt napíše typ vrtaného prvku, umístění a orientace vrtu (OBR.2.5B).

Při popisu vývrtu sledujeme zejména:

- Kamenivo – druh, přibližné složení frakce, největší velikost zrna na povrchu vzorku, stejnoměrnost rozložení po výšce vývrtu
- Zhutnění betonu – vizuálně určením velikosti kavern, dutin a pórů. Stanoví se celková charakteristika (rozlišuje se beton bez pórů, málo pórovitý, pórovitý, velmi pórovitý, mezerovitý) počet dutin a kavern, rozměry největší dutiny
- Poloha výztuže – množství, směr, hloubka, rozměr a druh výztuže

Vývrtu se provádějí vrtačkou se speciálními dutými válci, opatřenými na spodní stavbě vrtáku tvrdokovovými, příp. diamantovými břity (OBR.2.5A). Vrtačka je držena v držáku, který umožňuje vrtat nejen svisle, ale i vodorovně, příp. šikmo. Břity vrtáku jsou obvykle vyplachovány vodou. Základní zkoušené těleso je těleso o průměru 150 mm, ovšem při odběru jádrových vývrtů se bere jako rovnocenné těleso o průměru 100 mm. Minimální možný průměr vývrtu s ohledem na vyhodnocení je 50 mm, ovšem podle ČSN EN 13 791 [5] by měl být počet odebraných vzorků minimálně ztrojnásoben oproti počtu vývrtů 100 nebo 150 mm. Používané průměry vrtáků na betonové a zděné konstrukce jsou tedy 50, 100 a 150 mm, příp. mezilehlé průměry. Vrt se provede podle účelu zkoušky do požadované hloubky, vrták se vyjme a jádrový vývrt (válec) se opatrně vylomí z vrtu. V případě použití menších průměrů vývrtů než 50 mm se jedná o mikrovývrtu, na které by se mělo pohlížet pouze jako na nepřímé metody.

Vývrt se na pile diamantovým kotoučem uřízne na požadovanou délku, obě plochy vývrtu se jemně obrousí a zkontroluje se rovnoběžnost obou tlačných ploch. Po zvážení

vývrtu se provede tlaková zkouška válcové pevnosti v lisu. V některých případech se na vzorku předem stanoví doba průchodu ultrazvuku a spočítá rychlost šíření vln válcem.

Jádrové vývrty jsou velmi důležitou metodou pro upřesnění hodnot nedestruktivních zkoušek (např. odrazové zkoušky Schmidtovými tvrdoměry apod.) [11].

#### 2.11.4 Zpracování naměřených hodnot z jádrových vývrťů

Stanovíme pevnost v tlaku u každého zkušebního tělesa, a to dělením maximálního zatížení průřezovou plochou vypočtenou ze středního průměru. Výsledek se zaokrouhlí na 0,1 MPa nebo 0,1 N/mm<sup>2</sup> dle ČSN EN 12504 - 1 [6]. Při zkoušce je nezbytně nutné zkontrolovat plochy porušení zkušebních těles. V případě, že porušení neodpovídá požadavkům, je třeba výsledek vyřadit.

Při diagnostice často narážíme na problém, že není možné odebrat vývrty základních normových rozměrů. Dosažená pevnost v tlaku musí pak být přepočítána. Pro přepočet pevností na válcovou (základní válec o průměru 150 mm a výšce 300 mm) použijeme součinitel štíhlosti, součinitel průměru a další součinitele podle postupu ČSN 73 1317 [9]. Tento problém současná norma ČSN EN 12504 - 1 [6] v podstatě neřeší.



A



B

#### OBR.2.5 Jádrová vrtačka (A) a jádrový vývrt (B)

### 2.11.5 Vyhodnocení pevnosti betonu v konstrukci

Charakteristická pevnost betonu v konstrukci ze zkoušek na vývrtech lze stanovit dle ČSN ISO 13822 [1], kde je uveden obecný postup pro všechny druhy materiálů. Tato norma doporučuje provést pro „neznámé“ betonové konstrukce nejméně 3 zkoušky. Pokud o sledované konstrukci nemáme spolehlivé informace (například při průzkumu staré konstrukce), nelze nižší počet než 6 zkoušek vůbec doporučit, spíše je vhodné počet výrazně zvýšit.

Norma ČSN EN 13791 [5] je zaměřena na stanovení pevnosti betonu v konstrukci. Tento návrh zkušební předpisu požaduje ke stanovení charakteristické pevnosti betonu v konstrukci použít s ohledem na zabezpečení potřebné spolehlivosti prakticky co největší množství vývrtů, přičemž z jednotlivého prvku to musí být minimálně 3 vývrty. Pro posouzení shody uvádí tato kritéria:

Kritérium A (pro nejméně 15 vývrtů)

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - 1,48s \qquad f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4$$

Platí menší z obou výsledných hodnot, přitom musí být ověřeno, zda se jedná o normální rozdělení. Jestliže se neprokáže, že soubor výsledků má normální rozdělení, má se provést nové hodnocení, například tak, že soubor se rozdělí na dva.

Kritérium B (pro 3 až 14 vývrtů)

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \qquad f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4$$

Platí menší z obou výsledných hodnot. Pokud výsledek je značně na straně bezpečnosti, doporučuje se odebrat více vývrtů.

V kritériích:

$f_{ck,is}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce
$f_{m(n),is}$	průměrná pevnost betonu v tlaku stanovená na $n$ počtu vývrtů
$f_{is,nejmenší}$	nejmenší pevnost zjištěná na vývrtech
$s$	směrodatná odchylka pevností vývrtů, pokud je menší než 2,0 MPa, dosadí se hodnota 2,0 MPa
$k$	součinitel závislý na počtu vývrtů $n$ (pro 3-6 vývrtů $k = 7$ , pro 7-9 vývrtů $k = 6$ , pro 10-14 vývrtů $k = 5$ )

ČSN EN 13791 [5] požaduje pro splnění požadavku na projektovanou pevnost betonu dosažení v konstrukci 85 % charakteristické pevnosti na normových tělesech.

## 2.12 Metody pro zkoušení ostatních vlastností betonu

### 2.12.1 Rezonanční metoda

Jednou z elegantních metod zjištění pružných dynamických charakteristik stavebních materiálů je rezonanční metoda. Je určena pro stanovení dynamických hodnot: modulu pružnosti v tahu/tlaku i jako jedna z mála metod, modulu pružnosti ve smyku a tím i dynamické hodnoty Poissonova koeficientu. Tato metoda je však vhodná pouze pro laboratorní zkoušení volných (nezabudovaných) prvků.

### 2.12.2 Karbonatace betonu

Čerstvý beton je výrazně zásaditý ( $\text{pH} > 12$ ). Reakcí s atmosférickým oxidem uhličitým se snižuje obsah hydroxidových iontů a klesá hodnota  $\text{pH}$ . K neutralizaci dochází nejdříve na povrchu betonu, s časem však oxid uhličitý difunduje k cementovému tmelu v betonu a tak proces postupuje do hloubky. Z hlediska pevnosti betonu karbonatace nemusí škodit, ale pokles koncentrace hydroxidových iontů v pórovém roztoku cementového tmelu umožňuje korozi ocelové výztuže (pod  $\text{pH} = 9,2$ ).

K posouzení hloubky karbonatace se používá jednoduchá fenolftaleinová zkouška. Povrch betonu po odvrtání, obroušení nebo rozdrčení se zkropí destilovanou vodou a nechá chvíli oschnout. Na povrch vzorku se poté aplikuje 1% lihový roztok fenolftaleinu v 70 % ethylalkoholu. Tam, kde se povrch betonu zbarví červeněfialovou barvou, má pórový roztok v betonu  $\text{pH}$  vyšší než 9,2 a pokud zde nepůsobí jiné vlivy (nejsou přítomny ionty chloridové), je zde výztuž chráněna proti korozi [12].

### 2.12.3 Stejnorodost betonu

Stejnorodost betonu konstrukce je charakteristika betonu, při které jsou rozdíly sledované vlastnosti tak malé, že se dají vyjádřit jednou hodnotou, např. třídou. Výhodnou metodou pro zjištění stejnorodosti betonu je ultrazvuková zkouška. U této zkoušky můžeme elegantně stanovit průměrnou jakost betonu i uvnitř konstrukce. Stejnorodost betonu se hodnotí statisticky podle těchto vlastností: pevnost betonu v tlaku, pevnost betonu v tahu, rychlost šíření ultrazvuku impulsovým vlněním a objemové hmotnosti. Stejnorodost se charakterizuje variačním součinitelem a jsou uváděny maximální hodnoty variačního součinitele pro určité betony [15].

## 2.13 Metody pro zkoušení výztuže

### 2.13.1 Zkouška magnetickými indikátory

Magnetické indikátory se používají pro nedestruktivní zjištění polohy a krytí výztuže. Metoda indikátorů výztuže má také svoje omezení. Lze ji s různou mírou úspěšnosti použít pro zjištění následujících skutečností:

- Stanovení, zda se jedná o beton prostý nebo vyztužený (s hloubkovou sondou až do hloubky 220 mm)
- Stanovení přesné polohy výztuže, tj. zjištění přesného rozmístění výztužných vložek v železobetonovém prvku. V případě větší vrstvy překrytí výztuže betonem nejsou schopny některé přístroje rozeznat počet prutů. Profometer 3 je velmi citlivý přístroj, s jehož pomocí lze rozeznat i pruty ležící velmi blízko sebe
- Stanovení krytí výztužné vložky. Pokud je znám průměr výztuže a přesné rozmístění jednotlivých vložek, lze pomocí korekcí zjištěných měření na modelu konstrukce určit krytí výztuže velmi přesně ( $\pm 1$  mm až do hloubky 50 mm)

Jejich další předností je rychlost a jednoduchost kontroly polohy výztuže. Magnetická metoda zjišťování neznámých parametrů výztuže je založena na využití feromagnetického jevu nebo vířivých proudů, které způsobují změnu charakteristik magnetického pole sondy při jejím přiblížení k prutům výztuže. V případě hustého vyztužení (malá vzdálenost prutů výztuže) a nebo vyztužení v několika vrstvách tato metoda zjišťování polohy výztuže, z části nebo vůbec nefunguje [16].

Doporučený postup při určování průběhu výztuže je kolmý pohyb na předpokládaný směr výztuže. Poté, co indikátorem přejedeme přes výztuž, přístroj dá zvukový signál, místo označíme. To vše opakujeme i z druhé strany. Výsledná osa výztuže leží mezi označenými body. Některé sondy mají však ještě směrový účinek. Po umístění nad prutem lze otáčením sondy upřesnit směr uložení prutu.

Starší typy přístrojů dokázaly identifikovat magnetické kovy do hloubky přibližně 60 mm (v závislosti na velikosti prvku). U novějších přístrojů, mezi než patří i Profometer 3, se značně zvětšil dosah, běžně lze nalézt ocelovou výztuž v hloubce 220 mm. V současné době se s velkou oblibou používá pro zjištění polohy výztuže přístroj Profometr 3 (OBR.2.6) nebo jeho novější verze. Součástí přístroje je indikační přístroj a různé druhy sond (bodová, hloubková). Novější verze mají pouze jednu (univerzální) sondu, která nám umožňuje rychlejší a přesnější měření [13].





**OBR.2.6** Profometr 3

### 2.13.2 Radiografická metoda

Radiografický průzkum uložení a profilu jednotlivých prutů výztuže je vhodný především v silně vyztužených železobetonových konstrukcích, v nichž jsou pruty výztuže uloženy těsně vedle sebe, popř. v několika vrstvách nad sebou, nebo v konstrukcích, kde je ocelová výztuž kryta tlustou vrstvou betonu.

Radiografická metoda průzkumu je založena na specifických vlastnostech ionizujícího záření, které je rozptylováno a absorbováno prostředím, kterým prochází. Místa zeslabení při stejné energii záření je závislá na tloušťce a na objemové hmotnosti prostředí. Je tedy zeslabováno výrazněji ocelovou výztuží, než-li betonem. Míra zeslabení záření po průchodu materiálem je dosud obvykle zaznamenávána na rentgenovém filmu, který po vyvolání zobrazuje vnitřní strukturu kontrolovaného místa. U železobetonu se rozložení výztuže v prozařované části konstrukce projevuje světlejšími stopami zmenšeného zčernání na rentgenovém filmu. Jako zářič je vhodné volit gamazářič s velkou energií a velkým poločasem rozpadu. Těmto požadavkům vyhovuje radioaktivní kobalt

C60 s energií  $E = 1,25 \text{ MeV}$  a poločasem rozpadu  $T_{1/2} = 5,3$  roku. Gamazářič je umístěn v defektoskopickém krytu, který se v současné době nejvíce zhotovuje z ochuzeného uranu. Velikost krytu limituje velikost zářiče (OBR2.7). Gamazářiče umožňují prozařovat železobetonové konstrukce až do tloušťky 500 mm. Velkou předností gamazářičů je jejich mobilita a nezávislost na zdrojích energie. Používají se převážně při práci v terénu. Pomocí dálkového ovladače lze zářič zasunout i do nesnadno přístupných míst. Doba expozice se určuje z expozičního nomogramu nebo početně na základě vstupních údajů, kterými jsou: energie, tloušťka prozařovaného betonu a citlivost použitého filmu [16].



**OBR.2.7** Gamazářič C60 v defektoskopickém krytu

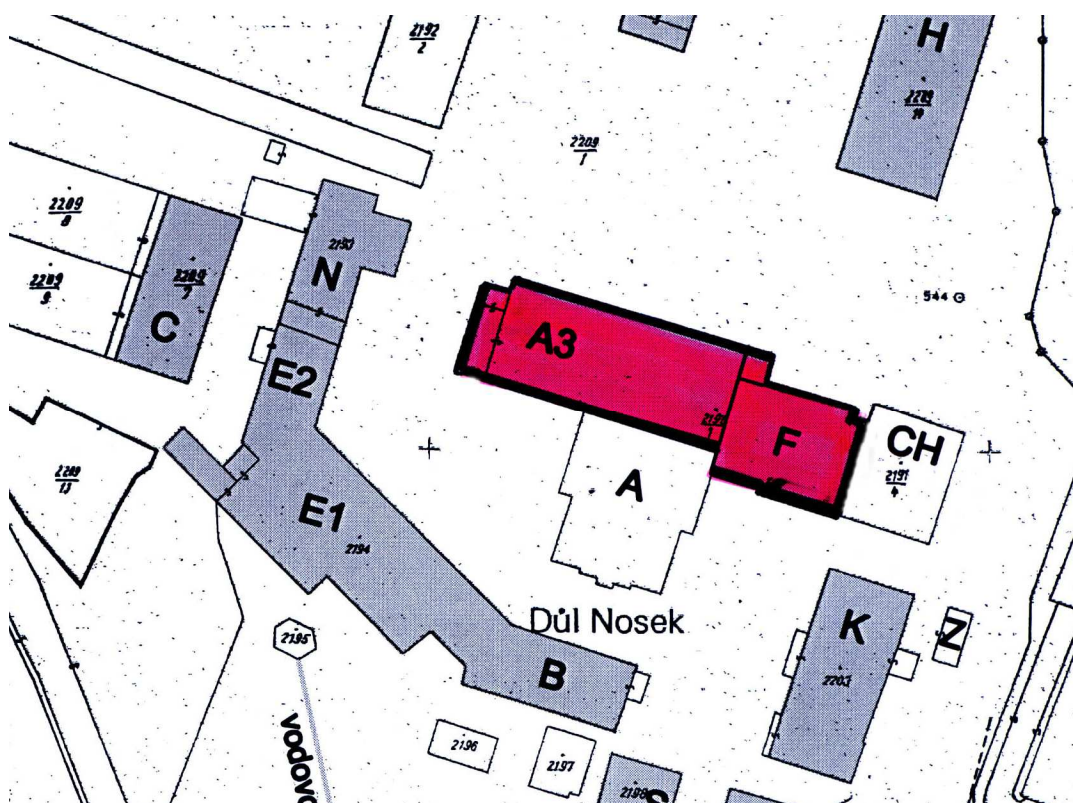
### 2.13.3 Tahová zkouška oceli

Základní pevnostní a deformační vlastnosti oceli se zjišťují tahovou zkouškou. Před započítáním zkoušky se proměří průměr výztuže a vypočítá se její plocha. Zkušební tyč se upne do zkušebního stroje a určenou rychlostí se zatěžuje (napíná) výztuž až do přetržení. Závislost mezi napětím a poměrným prodloužením výztuže udává deformační diagram výztuže. Z diagramu je vidět, že nastal okamžik, kdy se zkušební tyč protahovala, aniž by se zvětšovalo zatížení. Tomuto místu pracovního diagramu odpovídá mez kluzu oceli. Výztuž se po překonání meze kluzu zpevní a po dosažení meze pevnosti se přetrhne. Kromě meze kluzu se dá při tahové zkoušce zjistit i tažnost oceli. Vyjadřuje se v procentech a je dána poměrem poměrného prodloužení při přetržení a délkou tyče [11].

### 3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE A POPIS OBJEKTŮ

#### 3.1 Popis lokality

Posuzované budovy se nacházejí v areálu bývalého lomu (jáma Kukla Zbýšov) v Oslavanech (OBR.3.1). V současné době jsou budovy využívány firmou Strojírny Oslavany spol. s r.o. V posuzovaných objektech většinou probíhá běžný provoz. V přízemí budovy F je svařovna a sklad příslušenství svařovny. V Budově A3 je manipulační sklad. Některé části budov, většinou sklepy a druhé nadzemní podlaží, jsou v současné době vyklizeny a nevyžívány. Na zkoumané budovy navazují ostatní budovy (budova A využívána pro administrativní účely, budova CH – těžní věž, v současné době nevyžívána) i další vedlejší nemovitosti (OBR.3.2).



**OBR.3.1** Situace areálu s označením zkoumaných objektů

Zkoumané budovy se nacházejí v areálu strojíren Oslavany. Budovy F a A3 spolu bezprostředně sousedí, ale nejsou spolu propojeny. Z východní části budova F sousedí s těžní betonovou věží (CH). Z 2NP budovy F je možný přístup do této těžní věže. Z jihu a jihozápadu sousedí budovy s výrobní a administrativní budovou (A). Zkoumané budovy, okolní budovy a těžní věž byly postaveny společně v letech 1911-1913. Do dnešní doby budovy pravděpodobně prošly různými úpravami a modernizacemi [10].





**OBR.3.2** Pohled na zkoumané objekty

*Na snímku je zkoumaná budova F. V současné době je tato budova využívána jako svařovna a sklad svařovny. 1.PP a 2.NP jsou vyklizeny a nevyužívají se. Vpravo je vidět část těžní věže, vlevo administrativní budovy.*

### 3.2 Historická fakta o dolu Kukla v Oslavanech

Důl Kukla byl vyhlouben v roce 1865 za účelem větrání a odvodňování dolu Františka. V roce 1911-1913 byly zbourány všechny staré budovy a byly vystavěny nové, včetně nové betonové těžní věže vysoké 37metrů (OBR.3.3 a OBR.3.4). Tato šachta se stala centrální šachtou jižní části rosicko-oslavanského revíru. Jejím novým úkolem bylo vytěžení dostatečného množství uhlí pro nově budovanou elektrárnu v Oslavanech. V těchto letech byly postaveny i mnou zkoumané budovy (budovy F a A3), které bezprostředně navazují na těžní věž. Tyto objekty pravděpodobně sloužily jako šatny a zázemí pro horníky a obsluhu dolu. V roce 1941 byl na dole Kukla vybudován pracovní židovský tábor, kde pracovali vězni z Ivančic a zejména z terezínské pevnosti. V roce 1947 byl důl Kukla přejmenován na důl V.Nosek. Po vybudování nové centrální šachty revíru Jindřich II. byla těžba na dole Nosek ukončena. Poslední vůz uhlí byl vytěžen v roce 1973. Ještě do roku 1985 sloužil důl jako vtažná jáma a na čerpání důlních vod. V roce 1986 byla jáma překryta železobetonovou deskou. Původní zásyp byl nahrazen pouze zaplavením. Jáma byla hluboká 881metrů a důl měl 11 pater. V letech 2004–2006 proběhla likvidace jámy tak, že byla zasypána hlušinou. V prosince roku 2006 byla definitivně ukončena

hornická činnost jámy Kukla v Oslavanech. Věž i přilehlé objekty na povrchu dolu byly zachovány a v současné době je z části užívá firma Strojírny Oslavany spol. s r.o. [24].



**OBR.3.3** Historická fotografie dolu v Oslavanech

*Na historickém snímku z 20. let 20.století se vpravo od těžní věže nachází zkoumaná budova F a dále vpravo vedle ní posuzovaná budova A3 [23].*



**OBR.3.4** Betonová těžní věž

*Betonová těžní věž postavena roku 1911-1913, vysoká 37 m sloužila pro těžení uhlí pro Oslavanskou elektrárnu. V roce 1973 byla naposledy využívána pro těžení uhlí, od roku 1986 je šachta nevyužívána. Vlastníkem jsou v současné době Strojírny Oslavany spol.s r.o.*

### 3.3 Zkrácený popis objektů

#### 3.3.1 Budova F

Jedná se o dvoupodlažní, z části podsklepenou budovu (OBR.3.2), na kterou navazují další objekty A, A3 a 1PP objektu CH, které zasahuje částečně i pod budovu A.

V 1.PP je zdivo stěn převážně cihelné, cihly jsou však z různých období a pravděpodobně byly již dříve používané v jiných konstrukcích. Místy je zdivo stěn kamenné, kameny jsou většinou z místních zdrojů. Cihly i kámen jsou neomítnuté.

Stropní konstrukce jsou nad 1.PP cihelné, klenuté do stěn nebo do stropních ocelových nosníků I č.160, popř. do překladů I č.200.

Cihelné zdivo v 1.NP a 2.NP je v dobrém stavu. Zdivo je omítnuté bez vážnějších trhlin, nevyžaduje opravu. Vnitřní nosné zdi v tloušťce 450 mm, vnější nosné obvodové zdi jsou o tloušťce 600 mm. Nosné zdivo dělí budovu dispozičně na podélné trakty. Posuzovatelé vybrané trhliny prozkoumali trhlinovým mikroskopem a konstatují, že trhliny jsou staré, jejich okraje zvětřelé, zaprášené. Nejsou staticky nebezpečné. Zdivo v 1.NP a 2NP nebude dále zkoumáno.

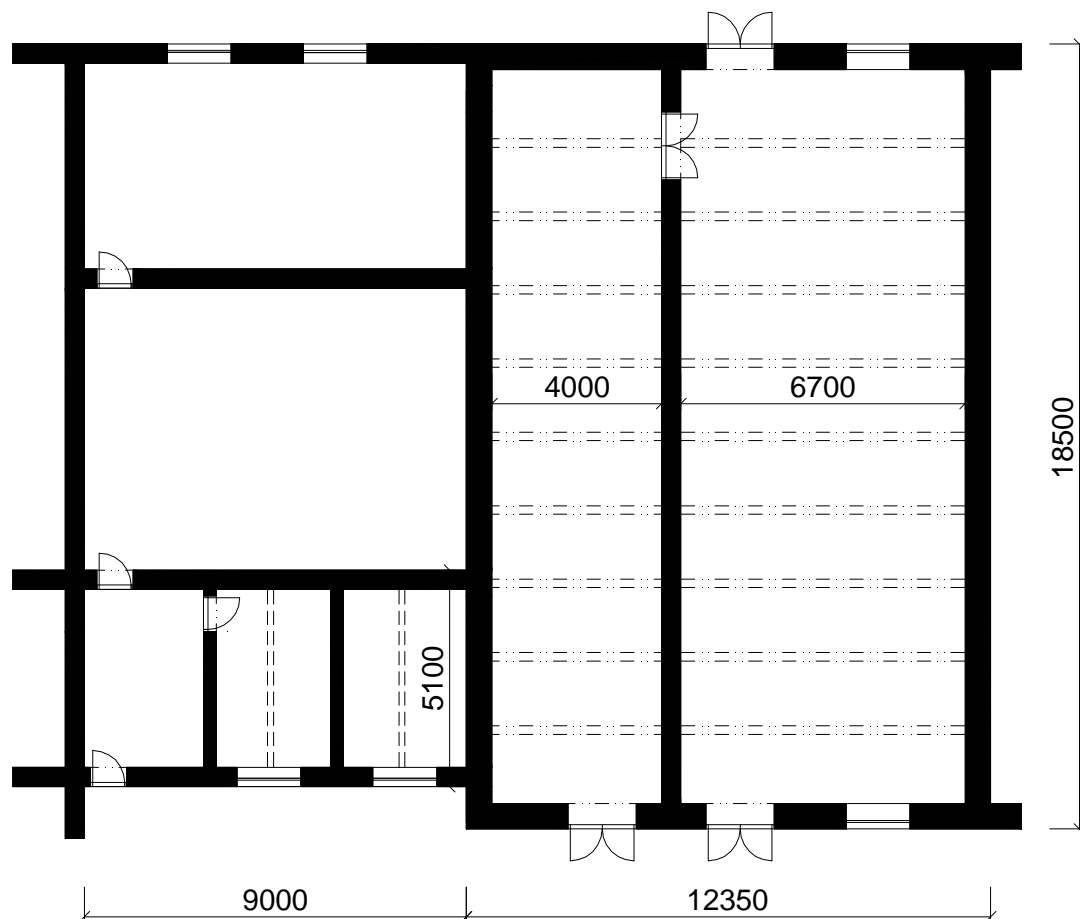
Stropní železobetonovou konstrukci nad 1.NP tvoří železobetonové průvlaky a na ně navazující železobetonové desky. Hlavním nosným prvkem konstrukce je tedy T průřez. Jedná se o příčný nosný systém s různým rozpětím trámů. Trámy nad skladem svařovny mají světlé rozpětí 4,0 m, trámy nad svařovnou mají světlé rozpětí 6,7 m a trámy nad skladem přístupným od schodiště mají světlé rozpětí 4,2 m (OBR.3.5).

Nad bývalým přístupovým prostorem k těžní věži (zřejmě se jedná o bývalou šatnu) je provedena sedlová střecha z příhradových kovových vazníků. Mezi vazníky jsou vloženy vaznice po vlašsku (rovnoběžně s hřebenem střechy) z válcovaných ocelových nosníků I č.200. Mezi vaznicemi je provedena železobetonová deska, která je pnutá od vaznice k vaznici, vaznice jsou zabetonovány do desky.

#### 3.3.2 Budova A3

Jde o halovou jednopodlažní konstrukci (manipulační sklad), navazující na budovy A a F. Budova je nepodsklepená, svislé nosné konstrukce jsou zděny z cihel, podlaha je betonová. Zastřešení haly je provedeno sedlovou střechou z příhradových kovových vazníků. Mezi vazníky jsou vloženy vaznice po vlašsku (rovnoběžně s hřebenem střechy) z válcovaných ocelových nosníků I č.200. Mezi vaznicemi je provedena železobetonová

deska, která je pnuta od vaznice k vaznici, vaznice jsou zabetonovány do desky. Jedná se o stejný systém zastřešení jako u budovy F.



**OBR.3.5** Dispoziční schéma INP budovy F

Svislý nosný systém je tvořen zděnými stěnami. Jedná se o zdivo z cihel plných. Obvodové stěny jsou v tloušťce 600 mm, vnitřní nosné stěny v tloušťce 450 mm. V pravé části objektu, kde se nachází svařovna a sklad svařovny je podélný nosný zděný systém. Stropní konstrukci tvoří železobetonové trámové stropy příčně pnuté. Levá část objektu je tvořena příčným nosným zděným systémem a železobetonovými trámovými stropy místy kombinované s železobetonovou deskou. Místnosti v levé části objektu jsou využívány jako sklady, nebo nejsou v současné době využívány vůbec. Budova vlevo dále pokračuje vstupní halou, kde se nachází tříramenné schodiště, kterým je umožněn přístup do 2.NP.

## 4 VIZUÁLNÍ PROHLÍDKA

### 4.1 Prohlídka nemovitostí

Objednatel předložil výkresovou dokumentaci se zaměřením stávajícího stavu posuzovaných a navazujících objektů a fotodokumentaci (v budovách F a A3).

Prohlídky byly nejprve provedeny vizuální. Byly ověřovány základní půdorysné a výškové rozměry konstrukčních prvků budovy i celkové rozměry zkoumaných nemovitostí. Dále byla identifikována místa s lokálními poruchami, které ovlivňují stavebně-statický stav budovy.

### 4.2 Budova F

#### 4.2.1 Poruchy svislých zděných konstrukcí

Zdivo je masivní (značné tloušťky zdí) a předpokládá se velká rezerva únosnosti. Zdivo je však na mnoha místech porušeno povrchovým rozpadem, dřívější vlhkostí a solemi. V současné době je vlhkost zdiva nízká (cca 5 %). Další významnější poruchou je vypadávání zdiva z obrysu stěn, které zapříčiňuje vznik velkých i malých kaveren. Proto se předpokládá, že rezerva únosnosti zdiva je z větší části vyčerpána. Vybrané poruchy svislých zděných konstrukcí jsou dokumentovány fotograficky (OBR.4.1 - OBR.4.4).



#### **OBR.4.1** Odpadnutá nebo odsekaná část zdiva

*Ve střední nosné zdi tloušťky 600 mm je v délce cca 2,0 m a výšce 1,3 m odpadnuté nebo vysekané zdivo do hloubky 150 mm. Střední zeď je tímto značně oslabena. Díky značné masivitě zdiva se stěna jeví stabilní a v současné době zde nejsou zjištěny žádné trhliny. Vazba zdiva je poměrně pravidelná (většinou vazáky, cca ob čtyři vrstvy běhouny), avšak cihly mají malé přesahy a místy jsou i styčné spáry nad sebou. Zdivo je porušeno solemi a dřívější vlhkostí. Spáry jsou maltou plně vyplněné.*





**OBR.4.2** Vysekané prostupy

*Vysekané prostupy a lokálně odebrané kusy cihel výrazně oslabují opěru klenby. Do opěry jsou přenášeny zvýšené tlaky z klenby a tím hrozí vznik trhlin ve zdivu a možné poklesy v patě klenby. V současné době nejsou v tomto místě zjištěny žádné trhliny. V ostatních místech je vazba zdiva poměrně pravidelná (většinou vazáky, cca ob tři vrstvy běhouny), avšak lokálně je ve zdivu použit kámen, který vazbu výrazně nenarušuje. Spáry jsou maltou plně vyplněné.*



**OBR.4.3** Vysekaná kapsa v nosné zdi

*V nosné vnější zdi je vysekaná kapsa o šířce cca 800 mm a výšce 1300 mm. Tato kapsa oslabuje masivní nosnou stěnu. V současné době nejsou v tomto místě zjištěny žádné trhliny. Zdivo je však porušeno solemi a dřívější vlhkostí. V ostatních místech je vazba zdiva poměrně pravidelná (většinou vazáky, cca ob tři vrstvy běhouny), avšak lokálně je ve zdivu použit kámen, který vazbu výrazně nenarušuje. Spáry jsou maltou plně vyplněné.*



**OBR.4.4** Část zdiva je smíšená

*Kromě cihel se v jedné lokalitě obvodové stěny vyskytovaly kvádry z pískovce. Některé kvádry byly dlouhé až cca 1,0 m a vysoké 2,4 m. V jiných místech byly do zdiva zabetonovány ocelové I profily, které jsou v současné době odříznuty. Vazba cihelného zdiva je v okolí pravidelná, střídají se vazáky a běhouny, do toho vstupují nepravidelně umístěné pískovcové kvádry. Zdivo nevykazuje zjevné trhliny. Spáry jsou maltou plně vyplněné.*

**4.2.2 Poruchy vodorovných konstrukcí – zděných kleneb a kovových prvků**

Stropní ocelové I nosníky jsou těžce narušeny korozí a celkovým rozpadem I profilu (některé dolní pásnice I profilů byly snadno rozpojitelné rukou). Zdivo kleneb je na mnoha místech povrchově narušeno, v jiných místech v celých kusech vypadlo a dále vypadává. Část klenby bylo již nutno podepřít. Vybrané poruchy vodorovných nosných konstrukcí (kleneb a kovových nosníků) jsou dokumentovány fotograficky (OBR.4.5 – OBR.4.10).





**OBR.4.5** *Provizorní podepření*

*Ocelové nosníky jsou těžce porušeny korozí a již dříve došlo k jejich průhybům proto byly posléze provizorně podepřeny ocelovými nosníky, které v současnosti rovněž jeví známky koroze. Únosnost ocelových stropních nosníků je značně omezená.*



**OBR.4.6** *Detail porušení nosníku*

*Důvodem podepření kleneb jsou narušené vodorovné nosníky. V některých místech jsou dolní pásnice I nosníků korozí zcela zničeny. V jiných místech jsou nosníky korozí silně poškozené. Hrozí prolomení stropní konstrukce.*



**OBR.4.7** Detail poškozeného ocelového nosníku

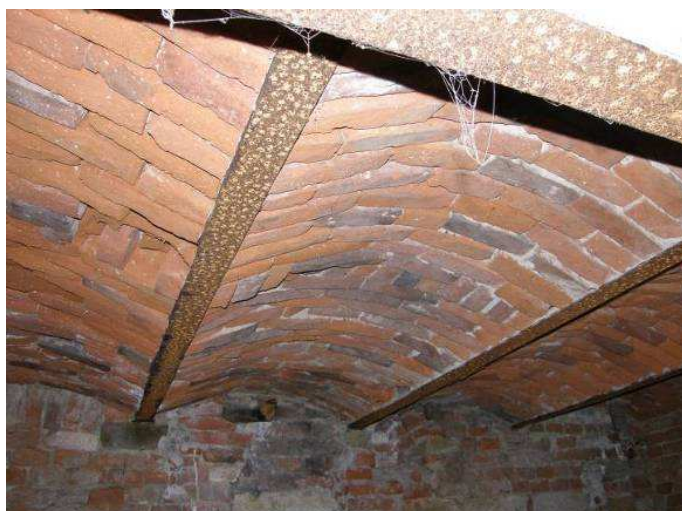
Ocelový nosník, který nese cihelnou stropní konstrukci, je uložen na kamenný blok do obvodového zdiva. Kamenný blok slouží pro roznášení zatížení do cihelného zdiva. Na detailu je vidět prolomení ocelového nosníku a následný pokles stropní konstrukce. Ocelový I nosník v důsledku koroze ztrácí svojí únosnost. Povrch nosníku je silně narušen korozí, pásnice jde snadno odlomit i rukou. Hrozí další poklesy.



**OBR.4.8** Zkorodovaný a prohnutý ocelový průvlak

Značně zatížený ocelový průvlak, který přenáší velká zatížení od ocelových I nosníků do cihelných zdí a pilířů trpí povrchovou korozí. Jeho únosnost je snížena, je ovlivněn poklesy od bodového zatížení. V levé části je cihelný nosník (klenba), který slouží jako stropní překlad či průvlak, je vyztužen ocelovým nosníkem. Část cihelné klenby je vypadnuta a značně oslabuje cihelný nosník. Ocelový nosník je poškozen korozí. V současné době v okolí nejsou zjištěny žádné trhliny či poklesy.





**OBR.4.9** Cihelná klenba  
Cihelné klenby jsou ve špatném stavu. Vlevo je patrné vidět místy vypadnuté cihly a malta ze spár. Vpravo zase problematická vazba klenby.



**OBR.4.10** Klenby nad chodbou  
Cihelné klenby nad chodbou skrývají ocelové I nosníky. Zdivo klenbového překlady je zčásti kamenné, cihelná vazba pravidelná. Ocelový nosník zkorodovaný. V současné době v okolí nejsou zjištěny žádné trhliny či poklesy.

### 4.2.3 Vizuální prohlídka železobetonových stropů

Stropní železobetonové konstrukce nad 1.NP jsou relativně v dobrém stavu, jsou však viditelně prohnuté (trámy nad svařovnou). Vzhledem k tomu, že stáří stavby je cca 100 let, je možné očekávat, že se konstrukce dotvarováním deformovala, nelze též vyloučit, že k průhybu došlo již při betonáži použitím málo tuhých podpor. Přitom výrazné trhliny nebyly na stropích zjištěny. V železobetonových trámech byly v některých místech identifikovány smykové trhliny (v místě třmínků a u podpory) (OBR.4.11). Tyto trhliny jsou však malé a staticky zanedbatelné. Jsou pravděpodobně způsobeny malým krytím smykové výztuže (třmínků). Vizuální prohlídkou bylo zjištěno, že železobetonové průvlaky jsou pnuty průběžně přes dvě místnosti (OBR.3.5). Skutečnost, zda se jedná o spojitě trámy nebo o dva prosté nosníky, je nutné ověřit podrobným průzkumem. Při tomto průzkumu se obnaží trám nad podporou a zjistí se přítomnost či nepřítomnost výztuže v tažených vláknech nad podporou (u horního okraje).



**OBR.4.11** Smykové trhliny v železobetonovém průvlaku

*V místě třmínků v železobetonových nosnících jsou identifikované trhliny, které místy přechází i do železobetonové desky mezi trámy. Trhliny jsou způsobeny pravděpodobně nedostatečným krytím třmínků a jejich následnou korozí. Z hlediska statické únosnosti není jejich význam zásadní.*

#### **4.2.4 Prohlídka schodiště**

Rozsáhlé železobetonové tříramenné schodiště vede z 1.NP do 2.NP. Schodiště je masivní schodnicové železobetonové. Podrobnou vizuální prohlídkou nebyly identifikovány žádné poruchy. Podle požadavků investora nebude schodiště dále blíže zkoumáno.

#### **4.2.5 Prohlídka střešní konstrukce**

Konstrukce střechy nad velkým sálem ve 2.NP (nad bývalou šatnou), tvořená kovovými (ocelovými) vazníky, je v dobrém stavu. Střešní plášť (plechová krytina, lepenka, laťování, železobeton) je však narušen vlhkostí, kterou na řadě míst vyvolalo zatékání, případně i vítr, který v nedávné době odtrhl část krytiny z plechových šablon. Nosnou konstrukcí nad vazníkem jsou podélné vaznice a tenká železobetonová deska, u níž při nedostatečném krytí výztuže betonem došlo ke korozi výztuže.

### **4.3 Budova A3**

Budova je v dobrém stavebně-statickém stavu, bez závažných problémů. Zdivo je cihelné, omítnuté, nevyžaduje žádnou opravu. U střešního pláště jsou předpokládány stejné problémy jako u budovy F. Porušení střešní krytiny, vítr, sníh a déšť způsobily zvýšení vlhkosti skladby pláště a následnou korozi výztuže při nedostatečném krytí.

## 5 NÁVRH PRŮZKUMU

Při podrobné prohlídce vizuálně přístupných líců zdiva a stropů a prostudování dostupného výkresu dispozice byly stanoveny přibližné objemy betonu stropní konstrukce, množství a složitost zdiva ve zdivu a stropní konstrukci 1.PP. Podle těchto zjištěných informací jsou stanoveny počty jednotlivých nedestruktivních a destruktivních zkoušek. Jelikož se v budově nevyskytují žádné lokální poruchy, jsou zkoušky navrženy pro vizuálně neporušené prvky. Výběr je náhodný a výsledkem bude statistické hodnocení. Při návrhu jednotlivých zkoušek je vycházeno z normy ČSN 73 2011 [3], ČSN EN 73 1370 [4] a ČSN ISO 13822 [1].

U všech navržených vývrtů do betonové konstrukce budou kromě pevnosti betonu v tlaku stanoveny tyto vlastnosti: objemová hmotnost betonu, míra karbonatace betonu, struktura betonu – přibližný odhad křivky zrnitosti a druh cementu (pomocí technicko-chemického rozboru). Bude kontrolována poloha a počet výztuže v konstrukci, průměr a druh výztuže, koroze výztuže, krytí výztuže a zda se mění způsob vyztužení mezi jednotlivými podlažími.

### 5.1 Základy svislých zděných konstrukcí

Podle složitosti a množství svislých nosných stěn v 1.PP byly navrženy dvě kopané sondy k základům. Jedna sonda bude provedena k základům vnitřní zdi. Druhá sonda bude provedena k základům obvodové zdi. Bylo rozhodnuto výkop ukončit těsně pod základovou spárou. Sondováním mělo být zjištěno, zdali je základ pod úrovní 1.PP rozšířen a dále měl být stanoven druh materiálu pod základy, jeho vlastnosti a také materiál konstrukce základů.

Investorem bylo rozhodnuto omezení pouze na jednu kopanou sondu, a to k základům vnitřní zdi (OBR.5.1.). Tuto sondu provedly Strojírny Oslavany, spol. s r.o. podle bližších pokynů posuzovatelů.

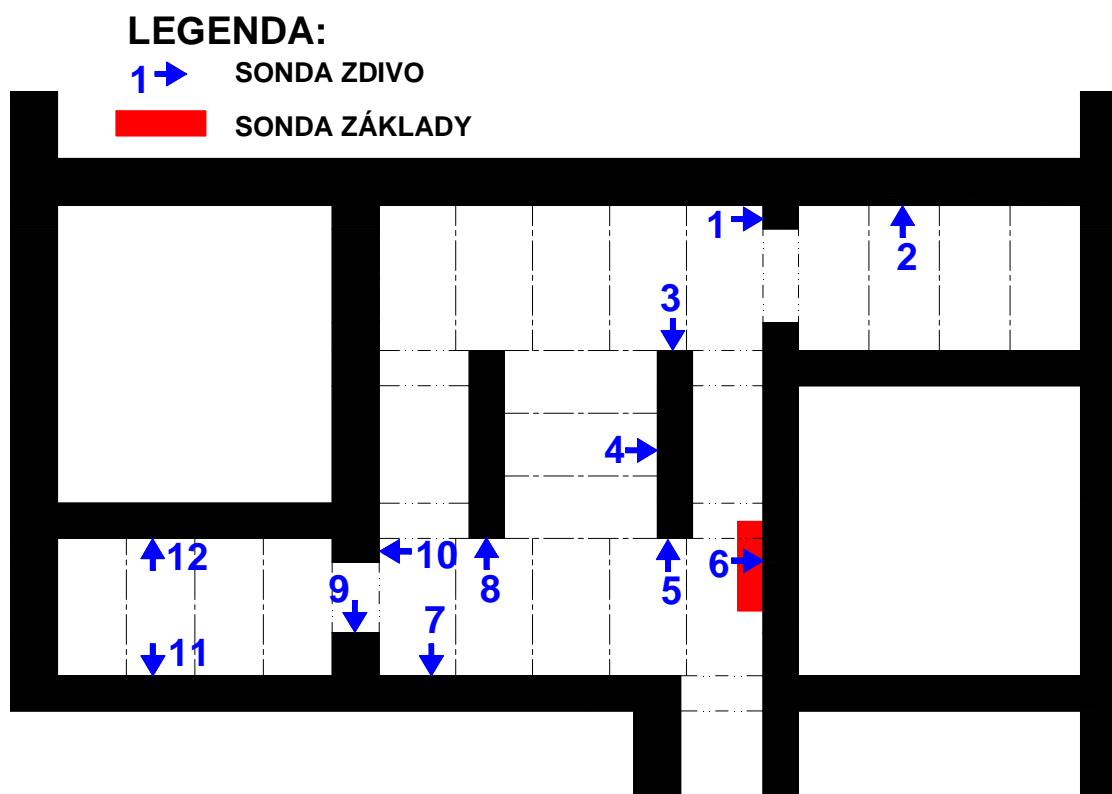
### 5.2 Svislé zděné konstrukce

Jelikož se jedná o neomítnuté zdivo, nebylo nutné ze zkušebních míst odstranit omítku. Povrch všech zkoušených cihel byl pečlivě obroušen. Podle množství a složitosti cihelného zdiva v 1.PP bylo na konstrukci navrženo 12 zkušebních míst. Na nich bylo odzkoušeno celkem 36 zkoušek pomocí nedestruktivní tvrdoměrné metody (tvrdoměr Schmidt LB). Minimální počet zkoušených míst cihel je 16, ale z důvodů složitosti



konstrukce, možnosti různého data výroby cihel a identifikovaných poruch zdiva byl zvolen větší počet zkoušených míst. Pro vyhodnocení zkoušek bude použit obecný kalibrační vztah pro staré cihly, pro jehož upřesnění bylo reprezentativním způsobem odebráno 6 cihel pro laboratorní porovnání odrazu a pevnosti v tlaku.

V případě malty je navrženo na 15 zkušebních míst v ložných sparách, v okolí nedestruktivních zkoušek. Malta bude odstraněna do hloubky 20 mm od povrchu spár, z důvodu možné přítomnosti zkarbonatované vrstvy malty (tvrdší). Zkarbonatová vrstva bývá výrazně tvrdší a zkouška by v tom případě byla výrazně ovlivněna. Jelikož místnosti v 1.PP nejsou v současné době využívány, nejsou kladena na zkoušená místa žádná omezení (OBR.5.1).



**OBR.5.1.** Podrobný návrh rozmístění sond v 1PP

Pro zkoušení cihelného zdiva v 1.PP bylo navrženo celkem 12 zkušebních míst pomocí nedestruktivní tvrdoměrné metody, tvrdoměru Schmidt LB. Na každém zkušebním místě jsou navrženy 3 zkoušky, celkem tedy 36 zkoušek. U střední nosné zdi je navržena kopaná sonda k základům.

### 5.3 Vodorovné konstrukce – zděné klenby a ocelové I nosníky

Z vizuální prohlídky je patrné, že ocelové I nosníky jsou těžce narušeny korozí a celkovým rozpadem profilu. V některých místech už z velké části neplní svojí funkci a jsou buď provizorně podepřeny, nebo v konstrukci vznikly poklesy. Zdivo kleneb je na mnoha místech povrchově narušeno, v jiných místech v celých kusech vypadlo a dále vypadává. V rámci návrhu průzkumu nebyly uvažovány zkoušky kleneb, neboť již na základě vizuální prohlídky bylo konstatováno, že klenby v 1.PP jsou v havarijním stavu, prakticky neopravitelné.

### 5.4 Vodorovné konstrukce

#### 5.4.1 Železobetonové průvlaky a desky

Přibližný objem všech vodorovných železobetonových nosníků v posuzované budově byl stanoven na 15 m<sup>3</sup>, celkový objem všech železobetonových stropních desek byl stanoven přibližně na 19 m<sup>3</sup>. Jelikož se jedná o „T,, (trám i deska betonovaná a působící společně), lze na stropní konstrukci pohlížet jako na jeden celek. Celkový přibližný objem betonů stropní konstrukce je tedy 34 m<sup>3</sup>. U železobetonových průvlaků a desek nebyly vizuální prohlídkou objeveny závažné poruchy. Budou tedy zkoušeny pro statistické hodnocení vlastností.

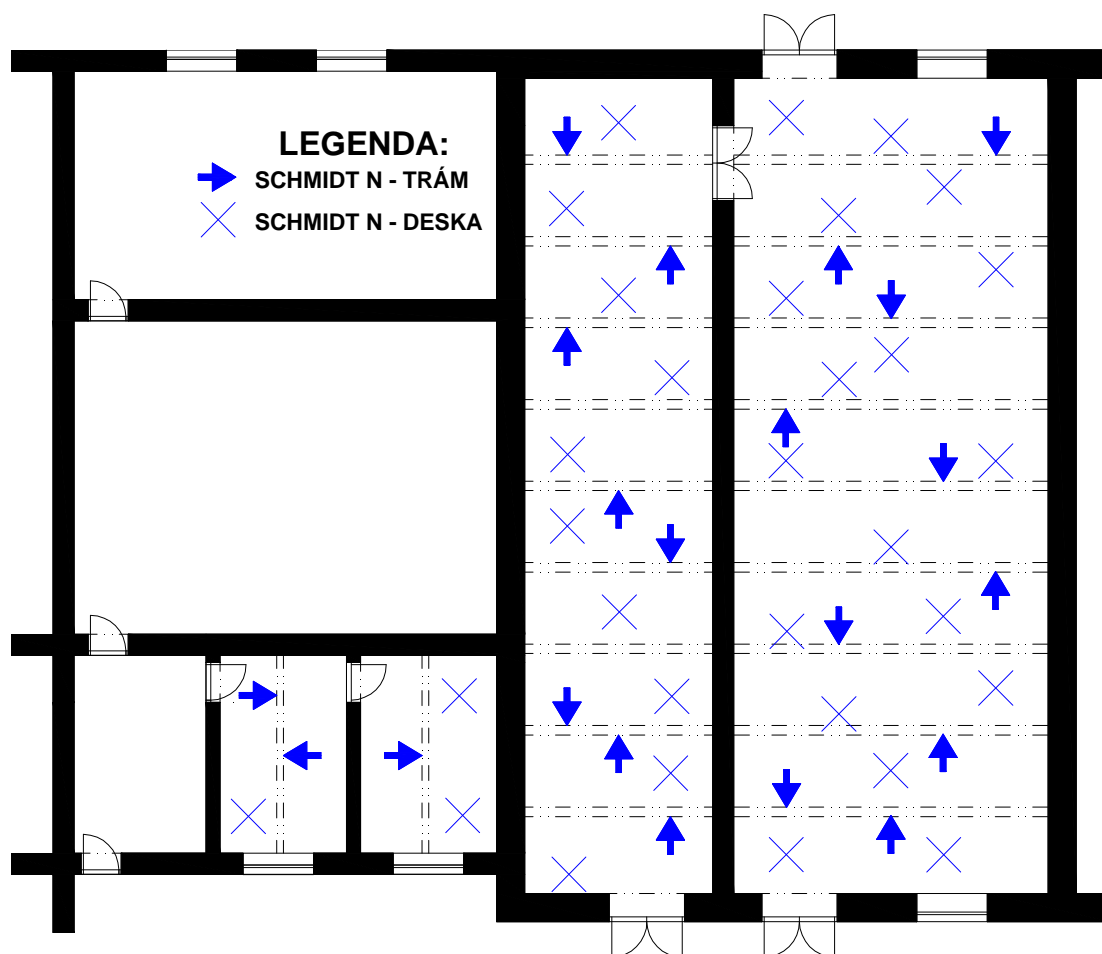
#### 5.4.2 Zkoušení betonu v konstrukci

U takovéto konstrukce by se při standardním postupu navrhly nedestruktivní zkoušky pomocí odrazového tvrdoměru Schmidt N. Při uvažované velikosti záměsi (v jedné dodávce) 0,3 m<sup>3</sup> čerstvého betonu by bylo navrženo minimálně 52 nedestruktivních zkoušek u trámů a desek. To vše u náhodně vybraných přístupných povrchů (OBR.5.2). Při provádění těchto zkoušek se musí zkoušený povrch obrousit. Jelikož je v budově nutné zachovat provoz, který vyžaduje bezprašnost, nejsou tyto zkoušky možné použít. Proto bude pevnost v tlaku stanovena výhradně destruktivním způsobem – laboratorními zkouškami na tělesech vyrobených ze vzorků betonu odebraných jádrovým vrtáním. Pouze tato metoda byla zvolena z důvodů:

- Metoda jádrových vývrtů je v současné době považována za metodu referenční [5].
- Pro použití nedestruktivní tvrdoměrné metody by bylo zapotřebí brousit povrch betonu, což není kvůli vysoké prašnosti z provozních důvodů možné.

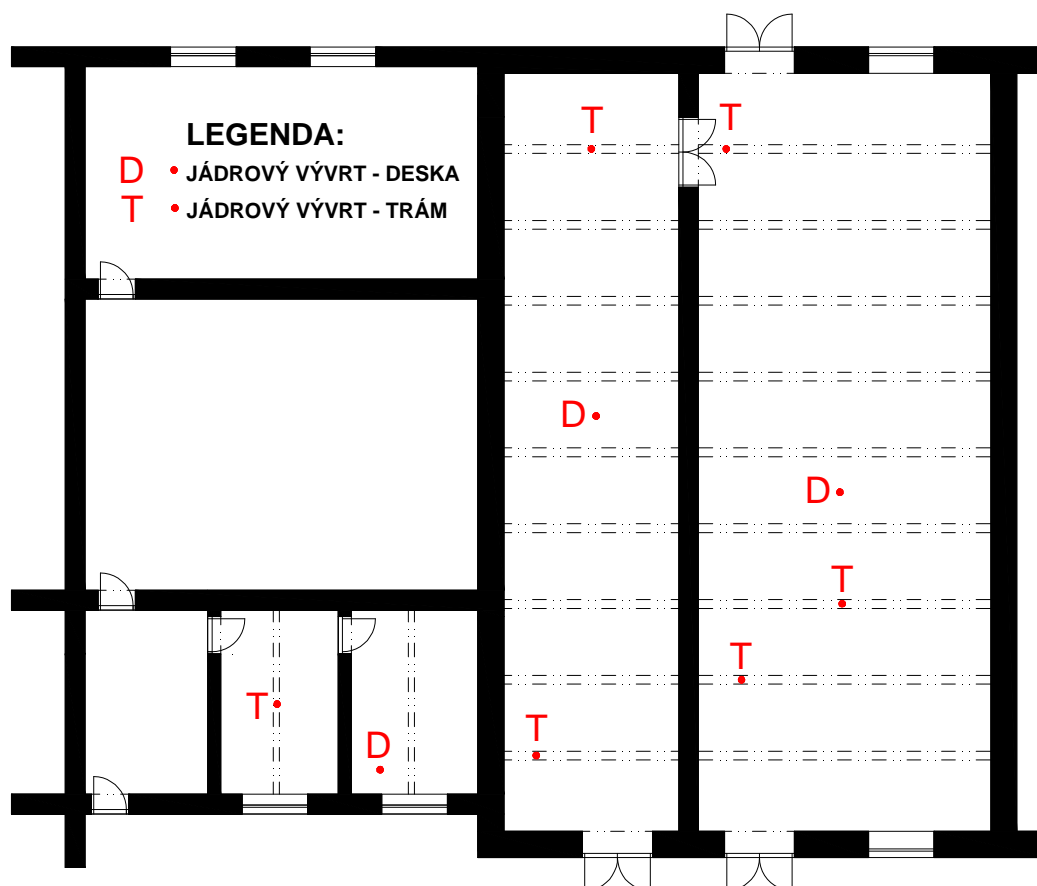
- Tvrdoměrné zkoušky na takto starých betonech výrazně nadhodnocují a bylo by je stejně nutné upřesnit pomocí vývrtů.

Minimální počet jádrových vývrtů pro železobetonové průvlaky by měl být minimálně 6 vývrtů. Jelikož nejsou prováděny nedestruktivní zkoušky je minimální počet vývrtů do trámu a desky zvýšen na 9 vývrtů. Celkem bude tedy provedeno 9 jádrových vývrtů (6 do trámů, 3 do desek). To vše u náhodně vybraných přístupných povrchů (OBR.5.3). Jelikož investor omezil místa zkoušení, bude možné zkoušet (z provozních důvodů v budově) pouze krajní trámy a desky. Schéma navržených zkoušek na OBR.5.4. Vzhledem k malým rozměrům prvků byl zvolen průměr jádrových vývrtů 50 mm. Tato velikost není sice optimální z hlediska struktury betonu, ovšem je šetrná ke konstrukci a snižuje riziko navrtání výztuže. Hloubka vývrtu je optimálně navržena na 2,5 násobek průměru vrtu (v případě desky úplný průvrt), bude tak možné vytvořit zkušební těleso v poměru stran 1:2. Při průvrtu desky bude možné stanovit tloušťku stropní konstrukce, která se může místo od místa lišit. Rozmístění vývrtů je kombinovaně navrženo podle polohy místa na průvlaku (uprostřed rozpětí a na kraji). Před vlastním provedením vývrtů bude v místě zkoušení provedeno zjištění polohy výztuže pomocí elektromagnetického indikátoru. Jádrový vývrt bude veden mimo výztuž. Odběr vzorků bude realizován shora do trámů (nebo budou provedeny průvrty desek). Před samotným vývrtem je nutné v místě vývrtu rozebrat skladbu podlahy a odstranit vyrovnávací betonovou vrstvu. Vrtání shora má proti odběrům z boku velkou výhodu v tom, že beton je odebrán skutečně z té oblasti nosné konstrukce, ve které působí v tlaku. U svisle betonovaných prvků včetně trámů totiž hrozí, že v horní části prvků je beton horší kvality.



**OBR.5.2** Ideální návrh a rozmístění nedestruktivních zkoušek betonu – Schmidt N

Při ideálním návrhu rozmístění a polohy zkoušených míst bylo navrženo celkem 52 ( při uvažované záměsi čerstvého betonu  $0,3 \text{ m}^3$ ) nedestruktivních zkoušek, které jsou rovnoměrně a náhodně rozmístěny do volně přístupných trámů a desek. Místo zkoušení by mělo být v případě trámů co nejvýše (pod deskou, nebo z hora) a v případě desek ze shora. Zkoušení betonové konstrukce v místech kde je beton tlačný. Jako nedestruktivní metoda zkoušení betonových prvků byla zvolena metoda odrazová pomocí tvrdoměru Schmidt N. Jedná se o ideální návrh, který by bylo možné provést pouze v případě, kdy by provozní podmínky v budově vůbec neomezovaly provádění těchto zkoušek. Jelikož je podmínka investora taková, že nesmí být v budově omezen provoz, není možné tento ideální průzkum provést.



**OBR.5.3** Ideální návrh a rozmístění jádrových vývrtů do betonu

Vývrty jsou rozděleny do trámů (6 vývrtů) a desek (3 vývrty). Rozmístění vývrtů je rovnoměrné a náhodné. Jedná se o ideální návrh, není omezen podmínkami budovy.

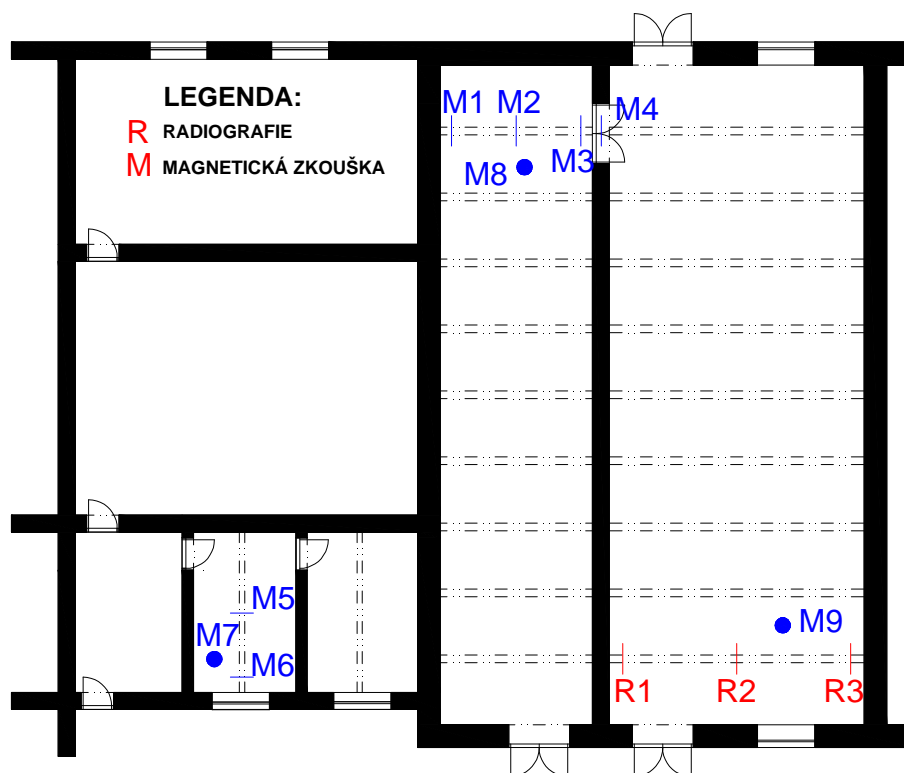
#### 5.4.3 Zkoušení výztuže v konstrukci

Pro zjištění polohy výztuže je navržena magnetická indukční zkouška přístrojem Profometer 3 firmy Proceq. Tato zkouška je již využita při výběru míst pro jádrové vývrty. V ideálním případě (přístupnost ke všem lícům trámů, bez omezení počtu zkoušek investorem) by byly navrženy kontroly vždy dvou trámů a dvou desek pro určitý typ rozpětí. To znamená, že magnetickou indukční metodou by bylo zkoušeno 6 trámů a 6 desek. Jelikož je v budově nutné zachovat provoz a investor z finančních důvodů omezil zkoušení pouze na 3 trámy a 3 desky (1 + 1 pro určitý typ rozpětí) budou magnetickou indukční metodou zkoumány vždy krajní průvlaky a na ně navazující stropní desky (OBR.5.5). Pro kontrolu průměru, druhu, krytí, míry koroze výztuže a polohy smykové výztuže je nutné provést na přibližně dvou místech u trámu a jednoho místa u desky odsekání krycí vrstvy výztuže. Zkoumány budou odlišnosti pro různé rozpětí průvlaků.

Dále bude provedena kontrola (zjištění) přítomnosti výztuže nad podporou u železobetonových průvlaků, které probíhají průběžně přes dvě místnosti (OBR.5.5). V jednom místě na trámu nad podporou bude nutno rozebrat skladbu podlahy a odstranit vrstvu vyrovnávacího betonu až na povrch konstrukčního betonu. Poté je možno odsekání krycí vrstvy výztuže a potvrzení (vyvrácení) verze, zda se jedná o spojitě trámy nebo o dva prosté nosníky. Jelikož je známo, že v době, kdy se budova stavěla, byla již teorie spojitých konstrukcí známa, je možnost, že se jedná o spojitě průvlaky. Pokud bude v horní části objevena výztuž, která by byla schopná přenášet tahové síly nad podporou, jednalo by se o spojitě nosníky. Pokud výztuž objevena nebude, bude se jednat o dva prosté nosníky za sebou. Jelikož teorie spojitých nosníků nebyla v době výstavby ještě dokonale propracována, je však možné, že výztuž objevena bude, avšak bude nedostačující pro přenos tahových sil nad podporou. Proto by nemohla být konstrukce posuzována jako spojitá.

V místech, kde bylo magnetickou indukční metodou zjištěno větší krytí výztuže, nebylo obnažení výztuže prováděno. Při hlubším uložení prutů výztuže magnetická indukční metoda nepřinesla potřebné výsledky, proto je navržena radiografická metoda s využitím izotopu Co60. Touto metodou se zjistí poloha, průměr a krytí výztuže nedestruktivně. Jednalo se o kontrolu vyztužení trámy stropní konstrukce 2, nad svařovou o rozpětí 6,7 m (OBR.5.5).

Pro průvlak o šířce 200mm jsou navrženy 2 expozice (OBR.5.6) pro zjištění ohybové výztuže v 1/2 rozpětí. Smyková výztuž bude zkoušena cca 200 mm od jedné a druhé podpory, navržena je vždy 1 expozice. Radiografickou zkoušku smí provádět pouze oprávněná osoba a musí být dodrženy bezpečnostní opatření.

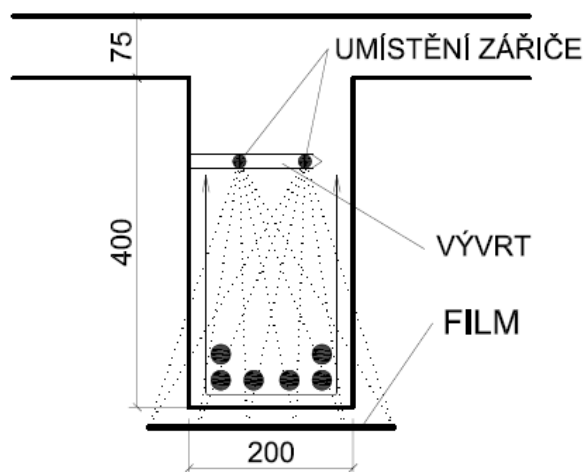


**OBR.5.5** Skutečný návrh a rozmístění zkoušek magnetické indukční kontroly a radiografické kontroly

R-1 až R-3 Místa radiografické kontroly

M-1 až M-6 Místa magnetické kontroly – trámy

M-7 až M-9 Místa magnetické kontroly – deska



**OBR.5.6** Umístění zářiče při radiografické kontrole výztuže

Pro zjištění množství a polohy ohybové a smykové výztuže v trámu nad svařovnou navržena radiografická zkouška. Šířka trámu je 200 mm, proto jsou pro zjištění ohybové a smykové výztuže navrženy 2 expozice. Zářiče budou vloženy do předem vyvrtaného otvoru ve vzdálenosti 70 mm od kraje vývrtu. Celkem jsou navrženy 3 místa zkoušení, dva u krajních podpor, jedna uprostřed rozpětí. Jako zářič bude použit Co 60.

## 5.5 Konstrukce střechy

Konstrukce střechy nad velkým sálem ve 2.NP (nad bývalou šatnou) tvořená kovovými (ocelovými) vazníky, je v dobrém stavu. Proto je navrženo pouze zařídění materiálu kovových vazníků. O hodnocení existujících ocelových, litinových a spřažených ocelobetonových konstrukcí hovoří Národní příloha ND normy ČSN ISO 13822 [1]. U konstrukcí mezi léty 1905 a 1929 se již předpokládá, že byly zhotoveny z plávkové oceli nebo z litiny (v tomto případě se o litinu nejedná). Dle tabulky ND v normě ČSN ISO 13822 [1] by se měla mez kluzu ověřit zkouškou na vzorcích. Návrhová pevnost orientačně je rovna 200 MPa. Měla by být však zajištěna alespoň materiálová (nedestruktivní) informační zkouška Poldi kladívkem (na nezkorodované části konstrukce).

Pro železobetonovou desku nad velkým sálem (konstrukce střešního pláště) nad 2.NP jsou navrženy dvě sondy ze spodního líce. První sonda bude provedena u rohu místnosti u čelní fasády, druhá u zdi nad vstupem ze schodiště, zhruba uprostřed délky sálu. Nejprve bude v těchto místech provedena kontrola polohy výztuže magnetickou indukční zkouškou přístrojem Profometer 3 firmy Proceq. Poté budou provedeny samotné sondy. Ty spočívají v odsekání krycí vrstvy výztuže a kontroly průměru, druhu, krytí, míry koroze výztuže a polohy rozdělovací výztuže.

## 5.6 Skladba průmyslové podlahy v budově A3

Pro zjištění skladby konstrukce průmyslové podlahy je navržen jádrový vývrt podlahou průměru 50 mm. Místo vývrtu je zvoleno do místa, které nebude omezovat skladování a manipulaci s materiálem. Před vrtáním bude v místě vývrtu provedena kontrola polohy výztuže magnetickou indukční zkouškou přístrojem Profometer 3 firmy Proceq. Vývrt bude veden mimo výztuž.

Mimo sondy do podlahy nebyla bližší zkoumání požadována a prováděna.



## 5.7 Výpis navržených diagnostických zkoušek

**TAB.5.7** Výpis navržených diagnostických zkoušek prováděných na stavbě

	KOPANÁ SONTA 400 X 1000 mm	ODRAZOVÁ ZKOUŠKA SCHMIDT LB	RUČNÍ PŘIKLEPOVÁ VRTAČKA	JÁDROVÝ VÝVRT 50mm	MAGNETICKÁ INDUKČNÍ ZKOUŠKA	ODSEKÁNÍ KRYCÍ VRSTVY BETONU	RADIOGRAFICKÁ ZKOUŠKA	ZKOUŠKA POLDI KLADÍVKEM
ZÁKLADY	1							
ZDIVO		36	15					
STROPNÍ KCE				9	15	6	3	
PODLAHA				1	1			
STŘEŠNÍ KCE					2	2		3
<b>CELKEM</b>	<b>1</b>	<b>36</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>18</b>	<b>8</b>	<b>3</b>	<b>3</b>

## 6 PRŮZKUM A HODNOCENÍ

### 6.1 Průzkum a hodnocení základů

Byla provedena jedna sonda k základu vnitřní zdi (kapitola 5.1). Sondy provedly Strojírny Oslavany, spol. s r.o. podle bližších pokynů posuzovatelů. Bylo dohodnuto výkop ukončit těsně pod základovou spárou. Sondováním mělo být zjištěno, zda-li je základ pod úrovní 1PP rozšířen a jeho hloubka a materiál. Dále měl být stanoven druh podzákladí, jeho vlastnosti a přítomnost podzemní vody.

V sondě (OBR.6.1 a 6.2) bylo již v hloubce 0,20 m pod úrovní 1.PP nalezeno skalní podloží. Bylo zjištěno, že cihelná zeď je bez rozšíření postavena přímo na něm. Podzemní voda nebyla objevena. Z inženýrsko-geologického hlediska území, na kterém budovy stojí, se nacházejí v oblasti výskytu bítešské ortoruly – boskovická brázda (s větším obsahem minerálů, než je v běžném pískovci). Horninu je možno označit jako permokarbonský arkosový pískovec třídy R2; pevnost v prostém tlaku  $\sigma_c = 100\text{MPa}$ , Poissonovo číslo  $\nu = 0,15$ , modul přetvárnosti  $E_{\text{def}} = 600\text{MPa}$ , tabulková výpočtová únosnost  $R_{\text{dt}} = 1,2\text{MPa}$  ( $12,0\text{kg/cm}^2$ ) [10].



**OBR.6.1** Kopaná sonda k základům cihelné zdi

*Kopaná sonda byla provedena k základu vnitřní zdi. Již v hloubce 0,20 m pod úrovní 1.PP bylo objeveno skalní podloží. Cihelná zeď je postavena přímo na něm.*



**OBR.6.2** Detail podloží

*Území, na kterém budova stojí, se nachází v oblasti výskytu bítešské ortoruly. Horninu podzákladí je možno označit jako pískovec třídy R2.*

## 6.2 Průzkum a hodnocení svislých zděných konstrukcí

Podrobnou vizuální prohlídkou přístupných svislých líců byly objeveny některé vážné nálezy. Zdivo stěn sklepů je narušeno na mnoha místech povrchovým rozpadem, vlhkostí, solemi a vypadáváním zdiva z obrysu stěn (kapitola 4.2.1). Zdivo stěn je možné opravit dozděním a následným torkretem (stříkaný beton, či vápenocementová omítka).

Na konstrukci bylo podle návrhu průzkumu (kapitola 5.2) na 12 zkušebních místech odzkoušeno celkem 36 cihel (na každém místě 3x) pomocí nedestruktivní tvrdoměrné metody (tvrdoměr Schmidt LB). Pevnost v tlaku cihel byla tedy stanovena nedestruktivně. K vlastnímu určení pevnosti cihel byl použit kalibrační vztah pro cihly plné pálené. Jednalo se o nedestruktivní zkoušky, ovšem byly upřesněny pomocí destruktivních zkoušek v tlaku celých cihel nebo reprezentativních částí. Pro upřesnění kalibračního vztahu bylo odebráno celkem 6 vzorků plných pálených cihel tak, aby svojí kvalitou reprezentovaly pokud možno celou škálu cihel obsažených v konstrukci (OBR.6.3). Na základě statistického vyhodnocení byla dále stanovena celková pevnost v tlaku cihel, která je kritériem zařazení do pevnostní třídy.

Pevnost v tlaku malty byla stanovena pomocí upravené ruční příklepové vrtačky (kapitola 5.2). Bylo navrženo 15 zkušebních míst v ložných spárách. Dle kalibračního



vztahu je možné určit pevnost malty. V případě malty bylo zjištěno, že na povrchu spár do hloubky 10 mm až 15 mm je vrstva velmi tvrdé zkarbonatované malty, zatímco ve větší hloubce je kvalita malty výrazně horší. Z toho důvodu byla ze všech zkoušených spár odstraněna tato tvrdá krusta, aby výsledky zkoušek nebyly nepříznivě ovlivněny (na stranu nebezpečnou). Příprava zkušebních spár tak byla velmi pracná.



**OBR.6.3** Vzorky cihel odebrané pro upřesnění kalibračního vztahu

*Bylo nutné reprezentativním způsobem odebrat 6 cihel, které budou sloužit pro laboratorní porovnání odrazu a pevnosti v tlaku. Tyto cihly slouží pro upřesnění kalibračního vztahu a následné provedení upřesnění nedestruktivní pevnosti. Cihly byly odebrány z reprezentativních míst, avšak tak, aby odběr neměl významnější vliv na konstrukci.*

**6.2.1 Výsledky zkoušek cihel**

Výsledky neupřesněných tvrdoměrných zkoušek cihel jsou uvedeny v TAB.6.4. Zkušební místa jsou v tabulce popsána podle návrhu průzkumu z OBR.5.1. Na obroušeném povrchu cihly bylo provedeno 10 měření odrazu. Hodnota jednotlivých platných měření se nesmí lišit od aritmetického průměru všech měření na témže zkušebním místě více než o 20 %. Poté je vypočten nový aritmetický průměr.

Výsledky zkoušek srovnávacích vzorků včetně hodnoty součinitele upřesnění  $\alpha$  jsou uvedeny v TAB.6.5.

**TAB.6.4** Výsledky neupřesněných tvrdoměrných zkoušek cihel

Zk. místo	Zk. vzorek	Hodnota odrazu										Upravený průměr	Pevnost v tlaku upřesněná
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	R	R <sub>be</sub> [MPa]
1	1	18	19	21	10	16	22	21	20	22	19	19,8	13,5
1	2	15	14	14	12	14	10	10	14	13	10	13,7	7,7
1	3	14	14	10	12	10	13	12	10	10	8	11,0	5,1
2	1	18	16	17	19	21	19	16	20	16	15	17,7	11,5
2	2	21	15	17	20	17	15	17	20	15	19	17,6	11,4
2	3	17	18	15	16	15	22	19	23	22	19	18,1	11,9
3	1	24	25	25	26	28	24	30	25	21	22	25,0	18,5
3	2	24	24	26	24	22	22	25	22	25	24	23,8	17,3
3	3	25	28	28	30	28	22	22	22	24	20	24,3	17,8
4	1	23	14	20	26	28	25	24	23	22	20	22,9	16,4
4	2	26	22	28	22	22	26	22	23	24	22	23,7	17,2
4	3	25	25	24	28	26	23	23	24	27	22	24,7	18,2
5	1	24	22	23	23	23	25	26	25	26	25	24,2	17,7
5	2	20	27	25	30	32	34	29	26	30	34	29,7	22,9
5	3	20	24	20	16	15	18	22	18	25	24	20,9	14,5
6	1	22	23	21	18	25	20	24	22	22	20	21,7	15,3
6	2	14	14	16	18	14	13	15	16	18	16	15,4	9,3
6	3	14	20	20	19	20	18	21	16	19	20	19,2	12,9
7	1	20	16	15	14	16	17	16	20	18	17	16,9	10,7
7	2	18	17	14	17	13	18	19	18	20	15	17,3	11,1
7	3	15	22	22	17	22	16	12	22	20	11	17,0	10,8
8	1	26	26	26	25	32	30	26	25	27	28	27,1	20,5
8	2	33	30	28	26	28	24	32	26	31	33	29,1	22,4
8	3	28	29	28	32	28	30	25	26	28	28	28,2	21,5
9	1	31	17	28	21	22	23	18	14	20	18	19,9	13,5
9	2	21	20	20	24	20	21	18	20	21	17	20,2	13,9
9	3	16	14	17	18	19	21	20	16	14	16	16,7	10,5
10	1	27	25	29	20	22	21	28	25	24	24	24,5	18,0
10	2	14	12	18	21	16	20	22	21	19	21	19,8	13,4
10	3	20	19	14	12	20	24	22	23	19	18	19,7	13,4
11	1	22	23	22	21	24	24	18	18	20	22	21,4	15,0
11	2	25	16	14	18	12	14	20	16	14	15	15,3	9,2
11	3	18	16	14	12	12	14	12	10	12	14	13,3	7,2
12	1	20	22	19	18	18	21	20	22	21	20	20,1	13,8
12	2	16	22	23	14	19	22	20	14	15	22	19,4	13,1
12	3	20	21	23	16	24	17	24	18	12	20	19,3	13,0
Průměr $m_x$													14,2
Směr. odch. $s_x$													4,25

**TAB.6.5** Výsledky laboratorních zkoušek cihel včetně stanovení součinitele upřesnění  $\alpha$

Zk. místo	Zk. vzorek	Hodnota odrazu										Upravený průměr	Pevnost nedestruktivní	Pevnost destruktivní
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
												<b>R</b>	<b>R<sub>be</sub> [MPa]</b>	<b>f<sub>b</sub>[MPa]</b>
1	1	29	30	31	24	25	25	25	26	25	29	26,9	20,3	11,3
2	2	14	15	19	16	16	23	15	16	17	17	16,1	10,0	8,0
3	3	17	17	16	20	17	21	16	16	15	16	16,7	10,5	8,4
4	4	25	30	19	20	25	20	19	25	24	31	23,2	16,7	23,2
5	5	26	18	24	27	25	24	22	19	26	19	23,6	17,1	24,0
6	6	20	21	24	23	25	24	25	31	27	24	23,7	17,2	18,0
Průměr <b>m<sub>x</sub></b>													<b>15,3</b>	<b>15,5</b>
Součinitel <b><math>\alpha</math></b>													<b>1,01</b>	

Na základě porovnání pevností v tlaku cihel z tvrdoměrných zkoušek a ze zkoušek v lisu byl stanoven součinitel upřesnění  $\alpha = 1,01$ , tedy prakticky roven jedné. Znamená to, že výsledky nedestruktivních zkoušek cihel na konstrukci nebylo nutné nijak upravovat.

Statistické vyhodnocení výsledků zkoušek cihel (stanovení dolní hranice konfidenčního intervalu pro průměr, přiřazení pevnostní třídy, určení normalizované pevnosti v tlaku zdicích prvků) je obsaženo v TAB.6.6.

**TAB.6.6** Statistické vyhodnocení upřesněných tvrdoměrných zkoušek cihel

Pevnost v tlaku cihel			
Veličina	Značka	Jednotka	Hodnota
Průměrná hodnota pevností (výběrový průměr)	<b>m<sub>x</sub></b>	[MPa]	14,2
Počet vzorků	<b>n</b>	[-]	36
Výběrová směrodatná odchylka	<b>s<sub>x</sub></b>	[MPa]	4,25
Souč. odhadu konfidenčního intervalu	<b>t<sub>n</sub></b>	[-]	0,225
Průměrná pevnost v tlaku kusového staviva	<b>R<sub>b</sub></b>	[MPa]	<b>13,2</b>
Pevnostní značka dle ČSN 72 2610 *)		[-]	<b>P 10</b>
<b>Pevnostní značka dle ČSN EN 771-1</b>		[-]	<b>10</b>
Normalizovaná pevnost v tlaku zdicích prvků	<b>f<sub>b</sub></b>	[MPa]	<b>9,9</b>

\*) Norma byla zrušena v roce 2005

Ke statistickému hodnocení pevnosti v tlaku cihel je však nutné podotknout, že na určitých místech byla zjištěna výrazně nižší pevnost v tlaku cihel, zejména z důvodu degradace materiálu. Konkrétně se jednalo o sondy č.1 a 11. V těchto místech je nezbytné snížit pevnostní třídu cihel na 7!

**6.2.2 Výsledky zkoušek malty**

Výsledky nedestruktivních zkoušek malty a statistické vyhodnocení výsledků těchto zkoušek (stanovení dolní hranice konfidenčního intervalu pro průměr, přiřazení pevnostní třídy) jsou uvedeny v TAB.6.7.

**TAB.6.7** Statistické vyhodnocení zkoušek malty

Zkušební místo	Zkušební spára	Hloubka vrtu				Pevnost v tlaku
		1.	2.	3.	průměr	$f_{m,i}$ [MPa]
1	1	57	53	50	53,3	0,38
2	1	58	39	56	51,0	0,41
3	1	33	57	48	46,0	0,48
4	1	43	39	50	44,0	0,51
5	1	40	39	40	39,7	0,60
6	1	29	21	25	25,0	1,24
7	1	32	27	30	29,7	0,95
7	2	26	30	28	28,0	1,04
8	1	35	3	48	28,7	0,60
8	2	46	40	43	43,0	0,53
9	1	30	26	35	30,3	0,92
9	2	31	47	39	39,0	0,62
10	1	38	52	33	41,0	0,58
11	1	24	31	23	26,0	1,16
12	1	56	45	67	56,0	0,35
$m_x$						0,69
$s_x$						0,29
$f_m$	$= m_x - s_x \times t_n$ kde $t_n = 0,35$					<b>0,59</b>

Na základě výsledků zkoušek lze maltě přiřadit pevnostní třídu **M 0,4**, případně lze počítat s průměrnou pevností v tlaku  $f_m = 0,5$  MPa.

**6.2.3 Výsledná charakteristická pevnost zdiva**

Výsledná charakteristická pevnost se tedy rovná:

$$f_k = K \times f_b^{\alpha} \times f_m^{\beta} = 0,5 \times 0,8 \times 9,9^{0,7} \times 0,59^{0,3} = \mathbf{1,70 \text{ MPa}}$$

**6.3 Hodnocení vodorovných konstrukcí nad 1.PP**

Jako hodnocení vodorovných konstrukcí nad 1.PP je konstatováno, že klenby jsou v havarijním stavu, prakticky neopravitelné. Ocelové I nosníky jsou nevratně porušeny korozí. Doporučena demontáž stropní cihelné konstrukce s ocelovými I nosníky a zhotovení nové stropní konstrukce.

## 6.4 Hodnocení betonu železobetonových průvlaků

Z provozních důvodů (zachování provozu v budově, nemožnost broušení) byly pro zkoušení konstrukce navrženy pouze jádrové vývrtky. Rozmístění jádrových vývrtů bylo ovlivněno možností přístupu k jednotlivým prvkům. Návrh zkoušených míst (kapitola 5.4.2) a schéma rozmístění (OBR.5.4). Tělesa vyrobená ze vzorků betonů odebraných z jádrových vývrtů budou zkoušeny laboratorními zkouškami.

### 6.4.1 Údaje o vzorcích

Popis vzorků byl proveden dle schématu rozmístění zkušebních míst (OBR.5.4). Vzorky „T“ byly odebrány z trámů, vzorky „D“ z desek, vzorek „P“ byl průvrt průmyslovou podlahou v sousední budově A3. U vzorků z desky byla určena tloušťka konstrukce v daném místě.



**OBR.6.8** Jádrový vývrt betonu z trámu T1





**OBR.6.9** Jádrový vývrt betonu z trámu T2



**OBR.6.10** Jádrový vývrt betonu z trámu T3



**OBR.6.11** Jádrový vývrt betonu z trámu T4





**OBR.6.12** Jádrový vývrt betonu z trámu T5



**OBR.6.13** Jádrový vývrt betonu z desky D2

Jádrový vývrt byl veden stávající konstrukce. Tloušťka železobetonové desky je nášlapnou vrstvou (dlažba), roznášecí 105 mm. Beton v desce je po vrstvách vrstvou (potěrový beton) a nespojitý. železobetonovou deskou. Nášlapná a roznášecí vrstva bude před úpravou odstraněna. Tloušťka železobetonové desky je 75 mm.

**OBR.6.14** Jádrový vývrt betonu z desky D3

Jádrový vývrt byl vedený skrz celou skladbu



**OBR.6.15** Jádrový vývrt betonu z trámu T6



**OBR.6.16** Jádrový vývrt betonu z desky D1

*Jádrový vývrt byl vedený skrz celou skladbu konstrukce. Skladba konstrukce od horního povrchu: 13 mm broušené teraco, 75 mm nadbetonávka, 5 mm izolace, 75 mm železobetonová deska*

Tloušťka desky stropu nad svařovnou kolísala od 75 mm do 105 mm (vzorky D2 a D3). Ve výpočtu únosnosti se doporučuje použít nižší hodnotu, pro výpočet zatížení vyšší (nebo průměrnou) hodnotu. Tloušťka desky nad skladem přístupným z chodby (vzorek D1) je 75 mm.

Složení průmyslové podlahy v sousední hale (objekt A3) je patrné z OBR.6.17, kde jsou rovněž uvedeny tloušťky jednotlivých vrstev.



**OBR.6.17** Jádrový vývrt průmyslovou podlahou P

*Jádrový vývrt byl vedený skrz celou skladbu konstrukce až k materiálu podsypu. Skladba konstrukce od horního povrchu: 135 mm jemnozrnný beton, 2 mm izolace, 128 mm betonová deska, 225 mm podkladní beton*



#### 6.4.2 Výsledky zkoušek betonu

Z 10 odebraných vzorků betonu bylo vyrobeno celkem 17 zkušebních těles, tedy většinou po 2 tělesech. Výjimkou byl vzorek D3 z desky, který se téměř rozpadnul při vrtání z důvodu nehomogenit ve struktuře betonu (při výrobě). Z průvrtu průmyslovou podlahou byla vyrobena dokonce 3 zkušební tělesa (po jednom z každé vrstvy), přičemž z horní vrstvy o tloušťce 35 mm bylo vyřezáno zkušební těleso ve tvaru krychličky. Zkušební tělesa jsou dokumentována na OBR.6.18.

Rozměry, hmotnost a objemová hmotnost vzorků betonu byly stanoveny v laboratoři a jsou uvedeny v TAB. 6.19. Výsledky jsou rozčleněny podle částí konstrukcí, strop nad svařovnou, strop nad skladem přístupným ze svařovny, strop nad skladem přístupným od schodiště. Stejně členění je zachováno u dalších tabulek.



**OBR.6.18** Zkušební tělesa vyrobená z jádrových vývrtů betonu

Z 10-ti vývrtů odebraných z konstrukce bylo vyrobeno 17 zkušebních těles.

**TAB.6.19** Charakteristiky zkušebních těles betonu ve stavu přirozené vlhkosti

Označení tělesa		průměr <b>d (b,l)</b>	výška <b>h</b>	hmotnost <b>m<sub>r</sub></b>	objemová hm. přirozená <b>D<sub>r</sub></b>
		[mm]	[mm]	[g]	[kg/m <sup>3</sup> ]
Železobetonové stropy 1,2	T1 A	51	50,4	211,1	2050
	T1 B	51,1	53,6	233,3	2120
	T2 B	49,3	52,5	212,4	2120
	T3 A	49,3	54,7	227,4	2180
	T3 B	49,3	53,3	216,6	2130
	D2 A	49,2	62,6	254,4	2140
	T4 A	49,2	53,9	223,7	2180
	T4 B	48,1	62,2	253,9	2250
	T5 A	49	52,8	201,1	2030
	T5 B	49,3	50,8	208,3	2150
	<b>Průměr</b>				<b>2140</b>
Strop 3, nadbetonávka	T6 A	50,7	55,3	228,5	2050
	D1 A	51	60,5	253,2	2050
	<b>Průměr</b>				<b>2050</b>
Strop 3, původní	T6 B	50,8	68,7	305,3	2190
	D1 B	51	60	267,4	2180
	<b>Průměr</b>				<b>2190</b>
Průmyslová podlaha	P1 A	33,1	35	87,6	2280
	P1 B	50,9	94	378,1	1980
	P1 C	48,2	85,5	295,3	1890

Objemová hmotnost betonu stropních konstrukcí ve všech případech přesáhla hodnotu 2000 kg/m<sup>3</sup>, která je dolní hranicí pro obyčejný hutný beton.

### Průmyslová podlaha

Hodnoty pod 2000 kg/m<sup>3</sup> u původní a podkladní vrstvy průmyslové podlahy svědčí o značné pórovitosti a nevhodném složení betonu. Výsledky ultrazvukových měření a stanovení dynamického modulu pružnosti betonu jsou uvedeny v Tab. 6.20.

**TAB.6.20** Ultrazvuková měření na vzorcích betonu ve stavu přirozeně vlhkém

Označení tělesa	Doba průchodu impulsů UZ vln $T_{uz}$ [μs]				rychlost ultrazvuku	dynamický modul pružnosti
	"1"	"2"	"3"	Průměr	$v_L$ [m/s]	$E_{bu}$ [kg/m <sup>3</sup> ]
T1 A	16,6	16,2	16,4	16,4	3070	17400
T1 B	13,9	14	14	14,0	3840	28100
T2 B	15,2	15,3	15,3	15,3	3440	22600
T3 A	15,1	15	14,9	15,0	3650	26100
T3 B	16,1	16,5	16,3	16,3	3270	20500
D2 A	17,2	17,3	17,3	17,3	3630	25400
T4 A	16,2	17	16,9	16,7	3230	20500
T4 B	15,5	15,8	15,7	15,7	3970	31900
T5 A	16,6	16,7	16,6	16,6	3170	18400
T5 B	13,9	15,2	14,6	14,6	3480	23600
<b>Průměr</b>					<b>3480</b>	<b>23500</b>
T6 A	19,3	18,7	18,9	19	2920	15700
D1 A	19	17,6	18,4	18,3	3300	20100
<b>Průměr</b>					<b>3110</b>	<b>17900</b>
T6 B	21,6	24,1	24,4	23,4	2940	17000
D1 B	17,5	17,3	17,4	17,4	3450	23400
<b>Průměr</b>					<b>3200</b>	<b>20200</b>
P1 A	-	-	-	-	-	-
P1 B	18,1	28	28,2	28,1	3350	20000
P1 C	31,2	30,6	31,5	31,1	2750	12900

Pomocí rychlosti šíření ultrazvukových impulsů lze stanovit stejnorodost betonu, odhadnout kvalitu betonu a vypočítat dynamický modul pružnosti, z něhož lze přepočtem získat statický modul pružnosti, který je dle kvality betonu 0,6 až 0,9 krát nižší než modul dynamický. Běžné kvalitní konstrukční betony mají rychlost šíření nad 4000 m/s. Pokud rychlost naopak klesne pod 3000 m/s, znamená to opravdu velmi špatnou kvalitu betonu. V mém případě většina výsledků vyšla od 3000 m/s do 4000 m/s, což znamená diskutabilní kvalitu betonu. Ultrazvuková měření tedy naznačila, že se jedná beton na hranici použitelnosti do nosných konstrukcí.

Velmi nízká kvalita betonu byla zjištěna u nadbetonávky desky a trámu ve skladu přístupném od schodiště (D1 a T6, což však bylo částečně ovlivněno absencí hrubého kameniva) a rovněž v podkladní vrstvě průmyslové podlahy.

Z hlediska stejnorodosti byl vyhodnocen beton stropní konstrukce nad svařovnou a nad skladem přístupným ze svařovny. Při průměrné hodnotě  $m_x = 3480$  m/s a směrodatné odchylce  $s_x = 297$  m/s vychází hodnota variačního součinitele  $V_x = 8,5$  %, což výrazně překračuje mezní hodnotu  $V_{x,max} = 4,0$  %. Beton stropní konstrukce je tedy nesterjnorodý. Výsledky zkoušek pevnosti v tlaku betonu přepočtené na krychelnou pevnost jsou uvedeny v TAB.6.21.

**TAB. 6.21** Pevnost v tlaku betonu válcová a krychelná

Označení tělesa	Max. síla F	Štíhlost $\lambda$	koef. štíhlosti $K_{c,cy}$	koef. štíhlosti $K_{cy,d}$	pevnost $f_{c,cyl}$	koef. krychelný $K_{cy,cu}$	pevnost $f_{c,cube}$
	[kN]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]
T1 A	55,70	0,99	0,85	0,91	21,0	1,25	26,2
T1 B	54,30	1,05	0,87	0,91	20,9	1,25	26,1
T2 B	62,20	1,06	0,87	0,91	25,8	1,20	31,0
T3 A	30,80	1,11	0,88	0,91	12,9	1,25	16,2
T3 B	30,80	1,08	0,87	0,91	12,8	1,25	16,1
D2 A	47,60	1,27	0,91	0,91	20,8	1,25	26,0
T4 A	56,00	1,10	0,88	0,91	23,5	1,25	19,4
T4 B	61,30	1,29	0,92	0,91	28,1	1,20	33,8
T5 A	49,00	1,08	0,87	0,91	20,7	1,25	25,8
T5 B	46,50	1,03	0,86	0,91	19,1	1,25	23,8
<b>Průměr</b>							<b>25,4</b>
T6 A	33,4	1,09	0,88	0,91	13,2	1,25	16,5
D1 A	38,7	1,19	0,9	0,91	19,1	1,25	19,3
<b>Průměr</b>							<b>17,9</b>
T6 B	32,5	1,35	1	0,91	14,6	1,25	18,2
D1 B	39,4	1,18	0,9	0,91	15,7	1,25	19,6
<b>Průměr</b>							<b>18,9</b>
P1 A	65,8	-	-	0,85	-	-	51,0
P1 B	32,1	1,85	0,99	0,91	14,1	1,25	17,7
P1 C	14,6	1,77	0,98	0,91	7,1	1,25	8,9

U stropní konstrukce nad svařovnou a skladem přístupným ze svařovny vyšly hodnoty pevnosti v tlaku betonu z trámů i desky poměrně dobře. Beton však byl nesterjnorodý a při mechanické aplikaci postupu dle ČSN ISO 13822 [1] by vyšla charakteristická pevnost betonu nízká. Právě z důvodu nesterjnorodosti je vhodnější použít postup dle ČSN EN 13791 [5]. Při průměrné pevnosti 25,4 MPa, minimální pevnosti

16,1 MPa a počtu vzorků (nikoliv těles)  $n = 6$  vychází charakteristická pevnost v tlaku v konstrukci jako menší hodnota z:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 25,4 - 7 = \mathbf{18,4 \text{ MPa}}$$

$$f_{ck,is} = f_{is,nejmenší} + 4 = 16,1 + 4 = \mathbf{20,1 \text{ MPa}}$$

Vzhledem k tomu, že se jedná o starý beton, nebylo uvažováno snížení charakteristické pevnosti in-situ  $f_{ck,is}$  proti charakteristické pevnosti betonu  $f_{ck}$  pomocí součinitele 0,85. Pevnostní třída betonu stropní konstrukce 1 a 2 nad svařovnou a skladem přístupným ze svařovny byla tak určena přímo z normy ČSN EN 206 – 1 [9] (nikoliv dle tab.1 ČSN EN 13791). Pevnostní třída betonu je tedy **C 12/15**.

V případě stropní konstrukce č. 3 nad skladem přístupné od schodiště bylo k dispozici málo vzorků betonu. Při průměrné hodnotě pevnosti v tlaku ze dvou zkušebních vzorků 18,9 MPa (původní strop, ne nadbetonávka) však charakteristická pevnost betonu in-situ nebude pravděpodobně vyšší než 12,5 MPa. Doporučuje se počítat s třídou betonu dle dřívějších předpisů B 12,5, zatímco dle ČSN EN 206 - 1 [9] se jedná pouze o třídu C 8/10.

Poslední zkoušenou částí konstrukce byla průmyslová podlaha v sousední hale. Bylo zjištěno, že povrch podlahy je tvořen poměrně kvalitní nevyztuženou vrstvou jemnozrnného betonu o tloušťce přibližně 35 mm, jehož pevnost v tlaku je přes 50 MPa (orientačně, na základě 1 výsledku zkoušky), což by odpovídalo minimálně pevnostní třídě C 30/37. Pod touto zřejmě dodatečně vytvořenou pojízdnou vrstvou byl však výrazně horší beton původní podlahy o tloušťce 128 mm a pevnosti v tlaku orientačně 17,7 MPa (na jednom tělese, což by odpovídalo třídě C 8/10). Pod touto deskou byl béžový podkladní beton mocnosti 225 mm s pevností v tlaku pouze 8,9 MPa (odpovídá pevnostní třídě C - /5).

Obecně lze konstatovat, že s výjimkou tenké pojezdové vrstvy má beton podlahy špatnou až velmi špatnou kvalitu.

## 6.5 Stanovení polohy ocelové výztuže v železobetonu

### 6.5.1 Rozmístění a popis sond

Výběr míst pro zjištění vyztužení konstrukce byl omezen provozními podmínkami budovy (zachování provozu ve svařovně a skladu). Proto byly zkoumány pouze krajní trámy a desky. Návrh zkušebních míst (kapitola 5.4.3), rozmístění sond na OBR.5.5. Ve všech místech byla užita elektromagnetická metoda s následným obnažením výztuže



odsekáním. Tam, kde její možnosti nedostačovaly byla následně provedena radiografie, jednalo se o trám ve stropu nad svařovnou OBR.6.26 (obnažení výztuže již pak nebylo nutné).

V případě určování polohy výztuže v žebrech nad podporou byla rozebrána skladba podlahy nad žebrem a odstraněna vrstva vyrovnávacího betonu až na povrch betonu konstrukce (OBR.6.33).

### 6.5.2 Radiografie

Rozmístění výztuže v konstrukci bude také určeno radiografickou stereometodou. Tato progresivní metoda je založena na využití průchodu záření gama materiálem, kdy je záření zeslabováno v závislosti na tloušťce materiálu a jeho hustotě. Prošlé záření poté dopadá na radiografický film, který po vyvolání vykazuje zčernání odpovídající dávce záření, které byly jednotlivé části filmu vystaveny. Jakékoli nehomogenity v prozařované oblasti (ocelová výztuž) se pak na filmu jasně zobrazí různým zčernáním filmu. Při užití stereoskopického prozařování (postupné prozáření oblasti z několika ohnisek) je možné přesně určit i průměry jednotlivých prutů výztuže bez nutnosti následného destruktivního ověření.

Vzhledem k tomu, že tato metoda využívá zdroj záření gama s vysokou aktivitou, je při její aplikaci nezbytné v okolí prozařování pobyt osob a zajistit dozimetry bezpečnost pracovníků účastnících se radiografické kontroly.

Jako zdroje záření bylo použito zářiče Co60 o aktivitě 1,095 TBq k 19.9.2004, který byl přepravován v radiografickém krytu TECH/OPS model 741. Radiogramy byly exponovány na filmy Agfa Testix C7 + Pb v komorovém balení o rozměrech 0,3 × 0,4 m, umístěné v plastových kazetách. Exponování filmy byly vyvolány v laboratoři Střediska radiační defektoskopie standardním postupem. Zkoušku a vyhodnocení výsledků provedl Ing. Anton, Ph.D, byla vyhotovena zpráva o průzkumu [10].

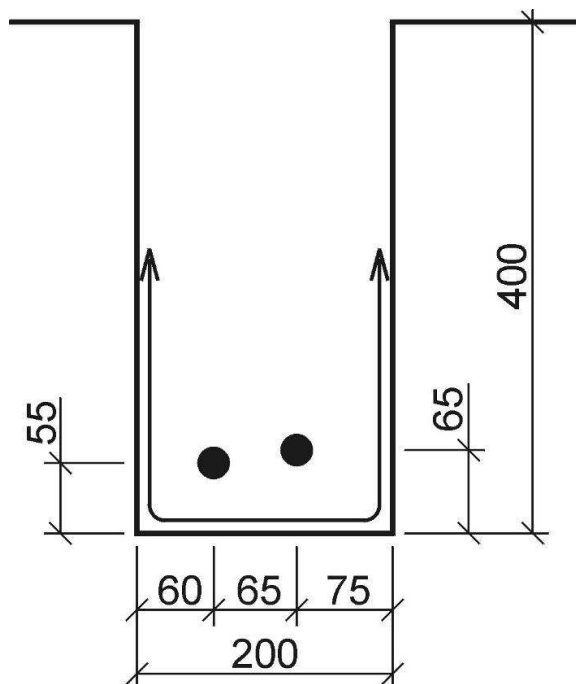
Kontrola železobetonové konstrukce se uskutečnila v odpoledních hodinách, po ukončení pracovní doby zaměstnanců areálu. Po dobu provádění radiografie byl v okolí místa prozařování vyloučen pohyb osob.

Bezpečnost pracovníků účastnících se kontroly byla zajištěna vzdáleností a kontrolována dozimetry a dozimetrickými přístroji DKS-04.

### 6.5.3 Vyhodnocení zkoušek

#### Průřez R-1

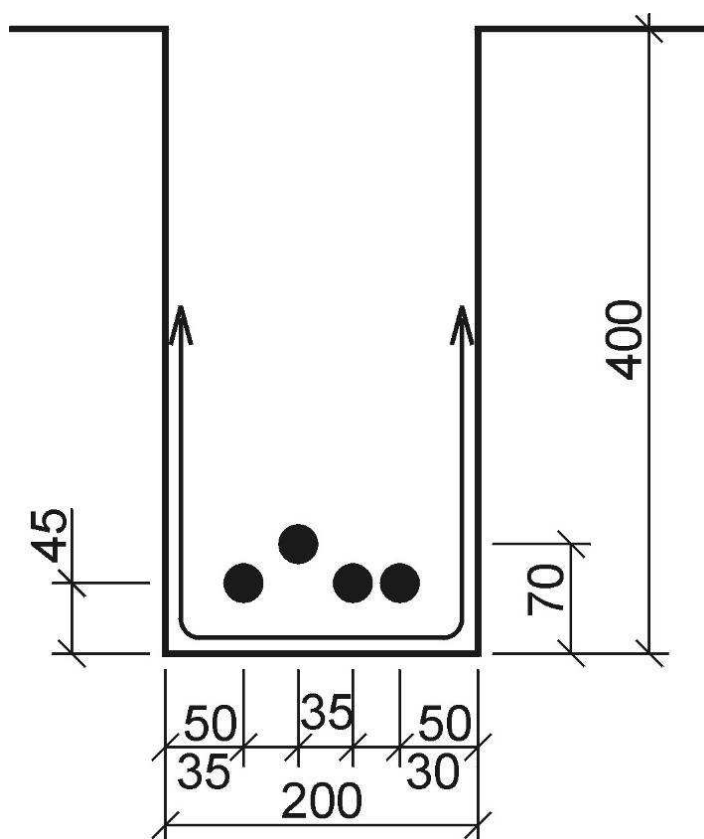
Průřez byl zvolen u spodního líce při okraji krajního trámu v prostorách svařovny. Tento trám byl vybrán z důvodu co nejmenšího narušení probíhající výroby. Radiografie byla provedena ve vzdálenosti cca 200 mm od stěny (OBR.5.5). V průřezu byly radiograficky zjištěny 2 pruty hladké výztuže, průměru 24 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 285 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.22. Na tomto trámu bylo před provedením radiografickým měřením určena poloha třmínků elektromagneticky. Na OBR.6.25 je dobře patrný sklon a nepravidelnost uložení třmínků.



**OBR. 6.22** Zjištěná výztuž při okraji krajního trámu v prostorách svařovny v budově F  
Radiografickou metodou byly v průřezu R-1 (200 mm od stěny) zjištěny 2 Ø 24 mm  
(kruhová hladká) třmínky Ø 6 mm (kruhová hladká) a 285 mm.

### Průřez R-2

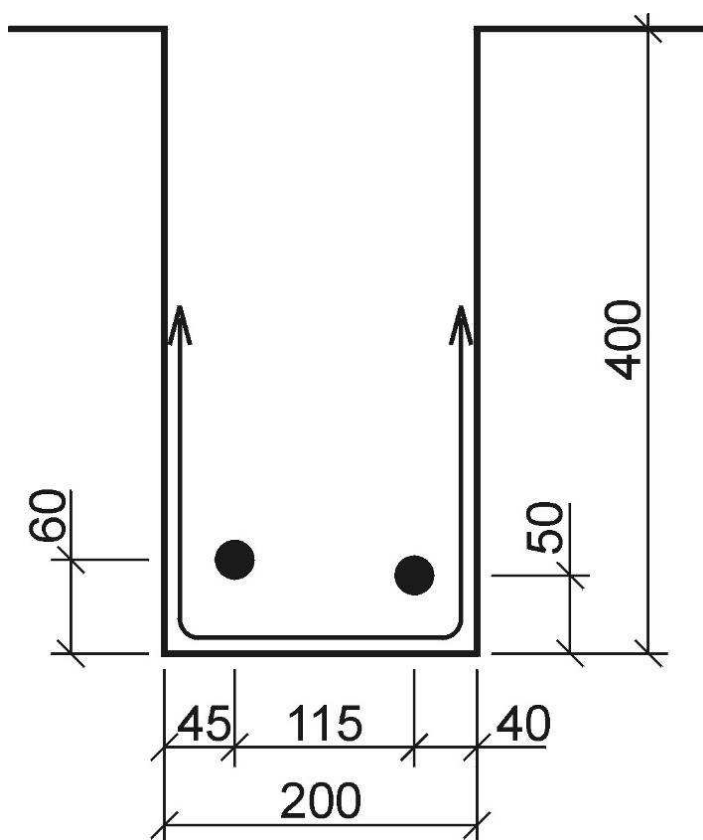
Průřez byl zvolen u spodního líce ve středu rozpětí krajního trámu v prostorách svařovny. Tento trám byl vybrán z důvodu co nejmenšího narušení probíhající výroby (OBR.5.5). V průřezu byly radiograficky zjištěny 4 pruty hladké výztuže o průměru 24 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 315 mm. Radiogram je na OBR.2.25. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.23.



**OBR. 6.23** Zjištěná výztuž ve středu rozpětí trámu v prostorách svařovny v budově F  
Radiografickou metodou byly v průřezu R-2 (ve středu rozpětí) zjištěny 4 Ø 24mm  
(kruhová hladká) třmínky Ø 6 mm (kruhová hladká) ā 315 mm.

**Průřez R-3**

Průřez byl zvolen u spodního líce při okraji krajního trámu v prostorách svařovny. Tento trám byl vybrán z důvodu co nejmenšího narušení probíhající výroby. Radiografie byla provedena ve vzdálenosti cca 200 mm od stěny (OBR.5.5). V průřezu byly radiograficky zjištěny dva pruty hladké výztuže, průměru 24 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 220 mm. Radiogram zachytil i obraz ohýbající se smykové výztuže (OBR.6.26). Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.24.



**OBR. 6.24** Zjištěná výztuž při okraji krajního trámu v prostorách svařovny v budově F  
Radiografickou metodou byly v průřezu R-3 (200 mm od stěny) zjištěny 2 Ø 24 mm  
(kruhová hladká) třmínky Ø 6 mm (kruhová hladká) a 220 mm.



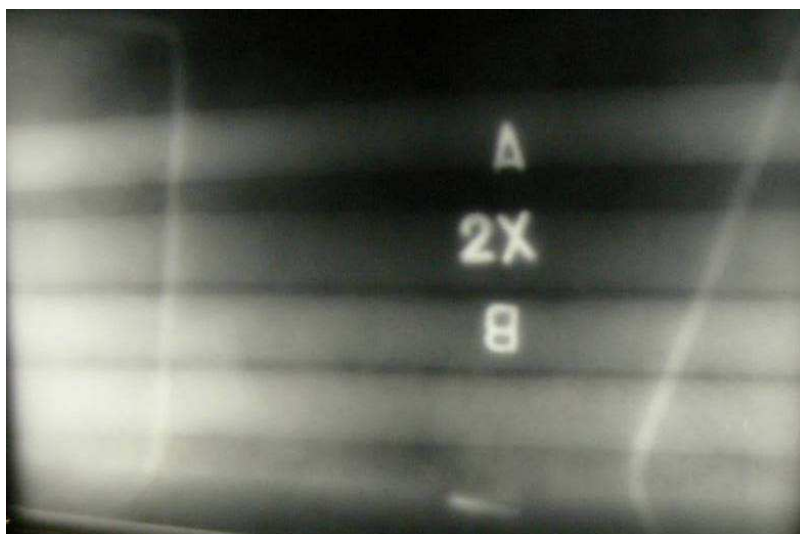
**OBR.6.25** Trám v místě průřezu R –1

*Při provádění elektromagnetické kontroly výztuže v trámu nad svařovnou byla zjištěna poloha třmínků. Je dobře patrný sklon a nepravidelné uložení třmínků. Pro kontrolu výztuže ve spodním líci trámu se elektromagnetická metoda neosvědčila (velké krytí výztuže), proto zde je navržena radiografická kontrola polohy výztuže.*



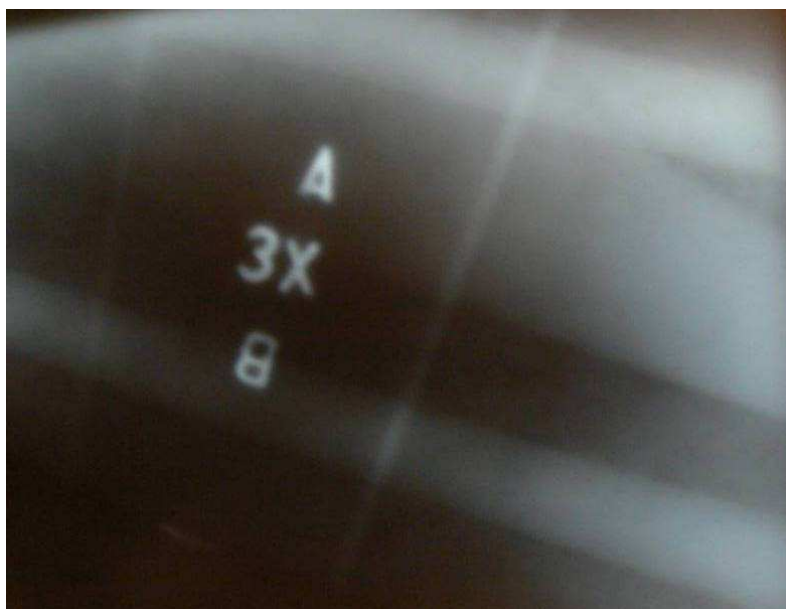
**OBR.6.26** Trám v místě průřezu R-3 při provádění radioskopie

*Při provádění radioskopie je do trámu vyvrtán otvor, do kterého je zavedena výsuvná hadice pro izotop. V popředí defektoskopický kryt TECH/OPS model 741, nahoře radiografický film připevněný ke konstrukci.*



**OBR.6.27** Radiogram průřezu R-2

*Na radiogramu v průřezu R-2 jsou patrné 4 výztuže Ø 24 mm a třmínky*

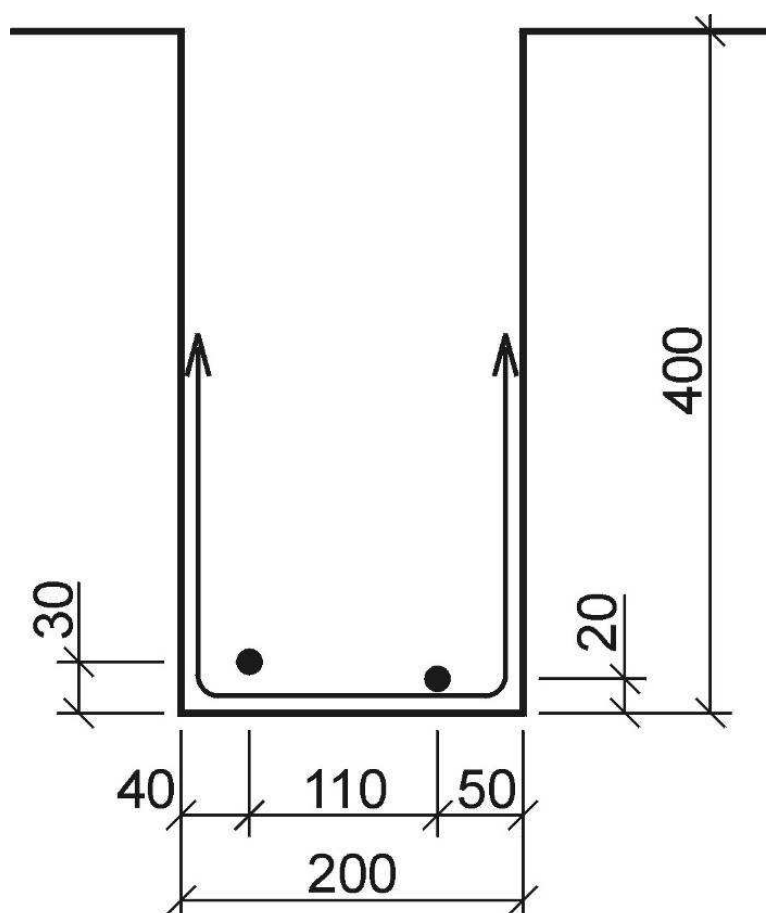


**OBR.6.28** Radiogram průřezu R-3

*Na radiogramu průřezu R-3 jsou patrné 2 výztuže Ø 24 mm, třmínky a uprostřed zachycen 1 prut ohýbající se smykové výztuže*

### Průřez M-1

Průřez byl zvolen u spodního líce při okraji krajního trámu v prostorách skladu, spojeného se svařovnou (OBR.5.5). V průřezu byly elektromagnetickou metodou a následným odsekáním krycí vrstvy betonu zjištěny dva pruty hladké výztuže, průměru 14 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 220 mm. Použitý přístroj odhalil i místa ohybu smykových výztuží (OBR.6.30 a OBR.6.31). Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR. 6.29.



**OBR.6.29** Zjištěná výztuž při okraji krajního trámu v prostorách skladu, spojeného se svařovnou v budově F

Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažím krycí vrstvy výztuže byly v průřezu M-1 (200 mm od stěny) zjištěny 2  $\varnothing 14$  mm (kruhová hladká) třmínky  $\varnothing 6$  mm (kruhová hladká)  $\bar{a}$  220 mm.





**OBR.6.30** Trám  
v místě průřezu M-1

V průřezu M-1 byla elektromagneticky určena poloha výztuže, včetně místa ohybů smykové výztuže. Určitá místa byla následně obnažena.



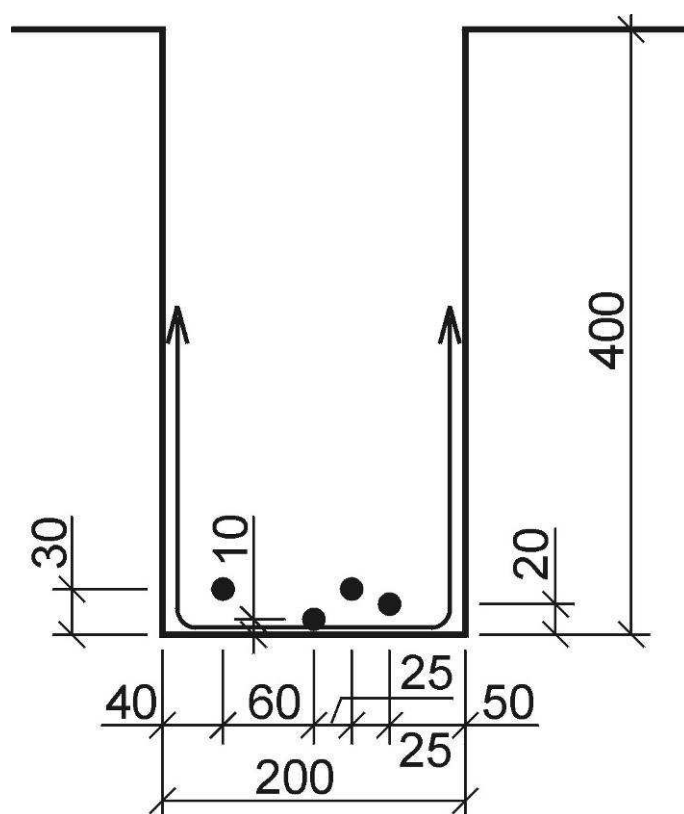
**OBR.6.31** Detail  
obnažené výztuže  
v místě průřezu M-1

V místě průřezu M-1 byla odsekána krycí vrstva betonu v místě ohybu smykové výztuže, ohyb byl přesně určen elektromagneticky.



### Průřez M-2

Průřez byl zvolen u spodního líce ve středu rozpětí krajního trámu v prostorách skladu, spojeného se svařovnou (OBR.5.5). V průřezu byly elektromagnetickou metodou a následným odsekáním krycí vrstvy betonu zjištěny dva pruty hladké výztuže průměru 14 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 300 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.32.



**OBR.6.32** Zjištěná výztuž ve středu rozpětí krajního trámu v prostorách skladu, spojeného se svařovnou v budově F  
Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažím krycí vrstvy výztuže byly v průřezu M-2 (ve středu rozpětí) zjištěny 4 Ø 14 mm (kruhová hladká) třmínky Ø 6 mm (kruhová hladká) a 300 mm.

### Průřez M-3

Průřez byl zvolen u spodního líce při okraji krajního trámu v prostorách skladu, spojeného se svařovnou (OBR.5.5). V průřezu byly pro ověření elektromagnetickou metodou a následným odsekáním krycí vrstvy betonu zjištěny dva pruty hladké výztuže průměru 14 mm, stejně jako na protějším konci trámu (v rámci ověření, zda jde o spojitý či prostý nosník).

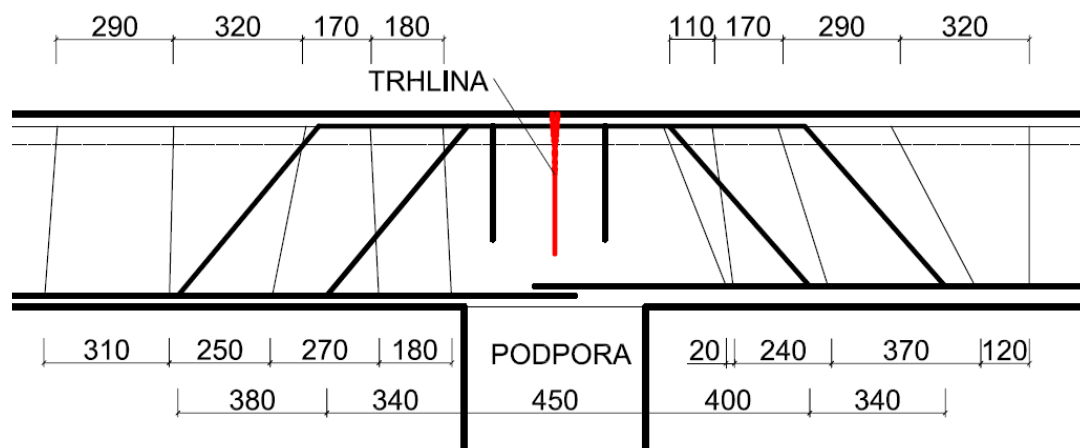
**Průřez M-4**

Průřez byl zvolen v trámu nad podporou vedle průřezu M-3 (OBR.5.5) za účelem zjištění, zda v případě sousedících trámů jde o spojitý nosník či dva prosté nosníky. Již při odkrytí vrstvy podlahy byla zjištěna trhлина ve stropní konstrukci, která byla ve směru nosné zdi (kolmo na trámy). To odpovídá skutečnosti, že se jedná o dva prosté nosníky. Po odsekání vrstvy betonu byly v průřezu zjištěny dva pruty hladké výztuže průměru 24 mm, očividně smyková výztuž z trámu nad svařovnou a jeden prut hladké výztuže průměru 14 mm, očividně smyková výztuž z trámu nad skladem. Jiná výztuž se ve zkoumaném průřezu nenachází. Výztuže byly obnaženy v takové délce, aby bylo potvrzeno, že jde o smykovou výztuž a její ukončení ohybem o 90° dolů jasně naznačuje, že jde o dva prosté nosníky. Druhá smyková výztuž z trámu menšího rozpětí (nad skladem) nebyla zjištěna, pravděpodobně je ukončena ještě před obnaženým polem (OBR.6.33). Schéma výztuže je zakreslena v řezu nad podporou (OBR.6.34).



**OBR 6.33** Detail obnažené výztuže v místě M-4, nad podporou v budově F

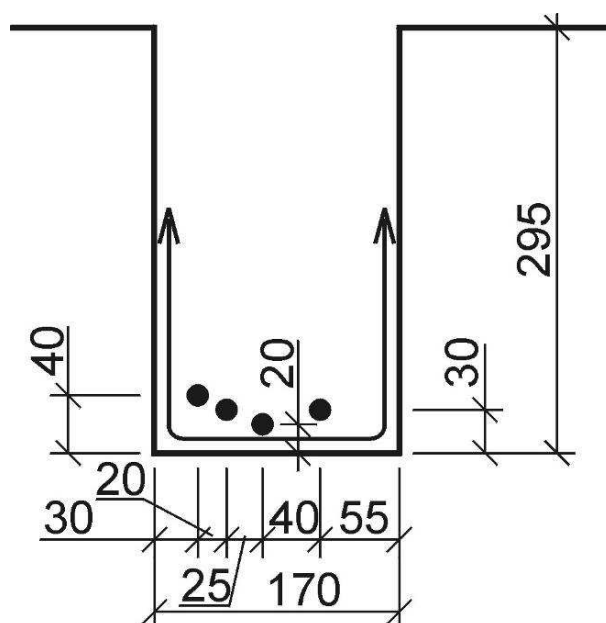
Kontrola provedení výztuže nad podporou, na styku trámů. Jsou zde patrné smykové výztuže různých průměrů z obou trámů. 2 Ø 24 mm (kruhová hladká) z trámu nad svařovnou a 1 Ø 14 mm (kruhová hladká) z trámu nad skladem. Z obou trámů jsou obnaženy třmínky Ø 6 mm (kruhová hladká). Jedná se očividně o prosté nosníky, které jsou vzájemně provázány v podporové oblasti.



**OBR 6.34** Schéma výztuže v podporové oblasti v místě sondy M-4 nad podporou v budově F

### Průřez M-5

Průřez byl zvolen u spodního líce ve středu rozpětí trámu v prostorách skladu přístupného z chodby ve východní části objektu (OBR.5.5). V průřezu byly elektromagnetickou metodou a následným odsekáním krycí vrstvy betonu zjištěny čtyři pruty hladké výztuže průměru 14 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 405 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.35. Pohled na trám s určením polohy výztuže radiograficky OBR.6.36. Pohled na obnažený trám OBR.6.37.



**OBR.6.35** Zjištěná výztuž ve středu rozpětí trámu v prostorách skladu přístupného z chodby ve východní části objektu v budově F

Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažením krycí vrstvy výztuže byly v průřezu M-5 (ve středu rozpětí) zjištěny 4  $\varnothing$  14 mm (kruhová hladká) třmínky  $\varnothing$  6 mm (kruhová hladká) a 405 mm.



**OBR.6.36** Trám v místě průřezu M-5

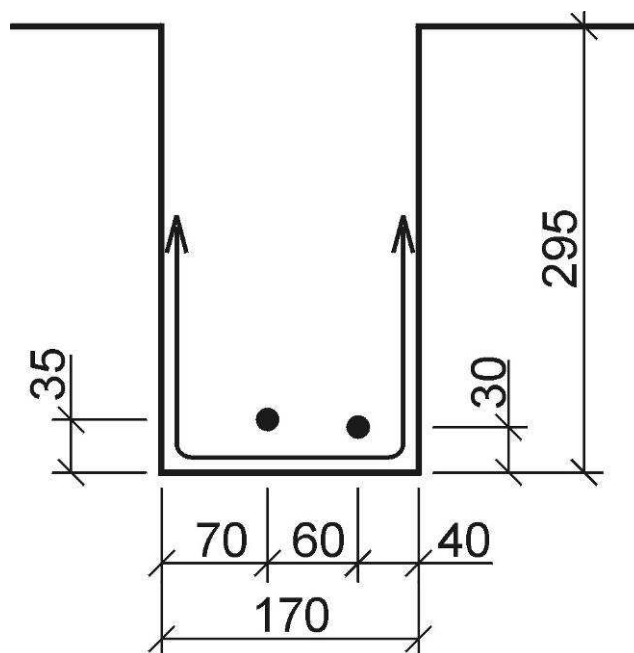
*V průřezu M-5 byla elektromagneticky určena poloha výztuže včetně místa ohybů smykové výztuže elektromagnetickou indukční metodou. Místa, kde byla zachycena výztuž, byla na omítce barevně označena, některá místa se obnažila. Po obnažení byla zkoumána výztuž, její průměr, krytí, typ, poloha a koroze.*



**OBR.6.37** Detail obnažené výztuže v místě průřezu M-5. V místě průřezu M-5 byla odsekána krycí vrstva betonu a přesně určena poloha, druh a krytí výztuže.

### Průřez M-6

Průřez byl zvolen u spodního líce při okraji trámu v prostorách skladu přístupného z chodby ve východní části objektu (OBR.5.6). V průřezu byly elektromagnetickou metodou a následným odsekáním krycí vrstvy betonu zjištěny dva pruty hladké výztuže průměru 14 mm, třmínky z hladké výztuže průměru 6 mm byly rozmístěny cca po 200 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.38. Pohled na obnažený trám OBR.6.39.



**OBR.6.38** Zjištěná výztuž při okraji krajního trámu v prostorách skladu přístupného z chodby ve východní části objektu v budově F

Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažením krycí vrstvy výztuže byly v průřezu M-6 (200 mm od stěny) zjištěny 2 Ø 14 mm (kruhová hladká) třmínky Ø 6 mm (kruhová hladká) ā 200 mm.



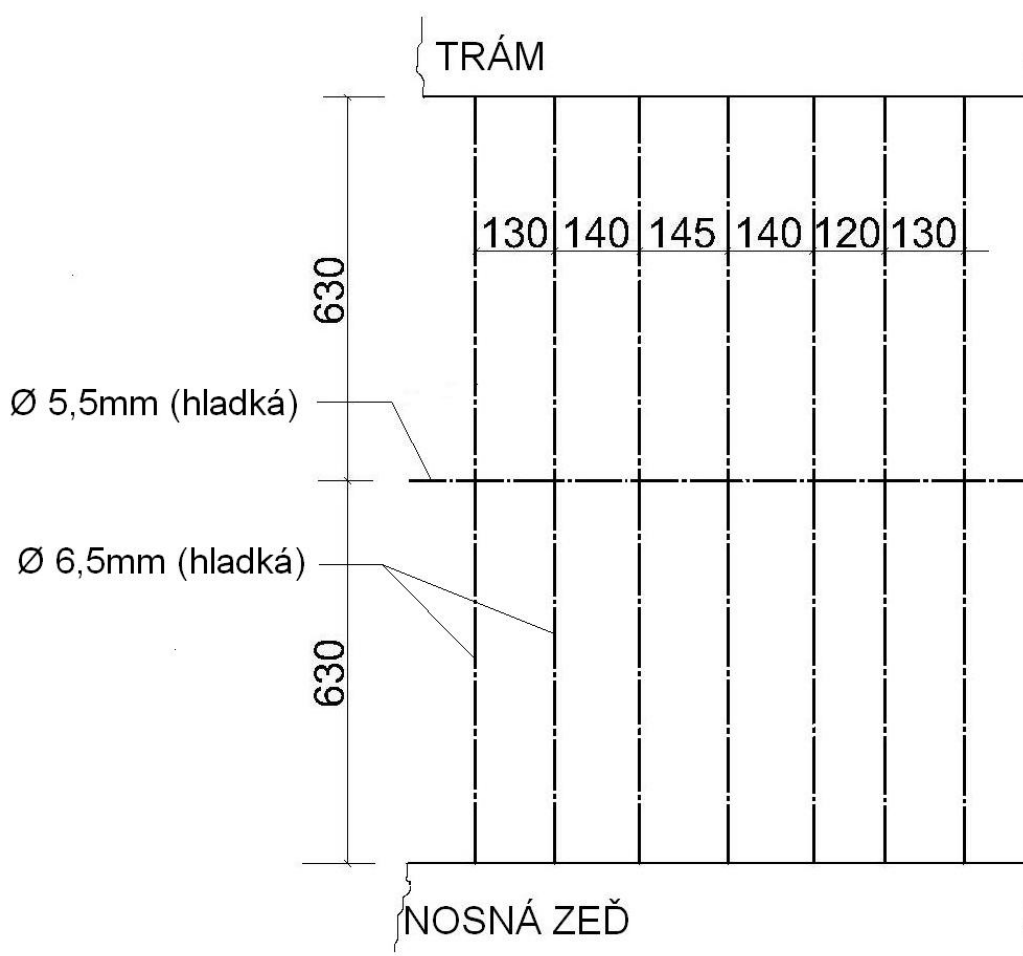
**OBR.6.39** Obnažení výztuže v místě průřezu M-6.

V místě průřezu M-6 byla odsekána krycí vrstva betonu a přesně určena poloha, druh a krytí výztuže.



**Průřez M-7**

Elektromagnetickou metodou a následným odsekáním byla zjištěna výztuž desky ve stropní konstrukci nad prostory skladu přístupného z chodby ve východní části objektu (OBR.5.6). Byla zjištěna hlavní výztuž desky v podobě hladkých profilů 6,5 mm rozmístěných průměrně po 135 mm. Krytí hlavní výztuže je průměrně 10 mm. Rozdělovací výztuž byla zjištěna jen jedna v polovině vzdálenosti mezi lícem trámu a nosnou zdí. Rozdělovací výztuž je hladká, průměru 5,5 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.40.

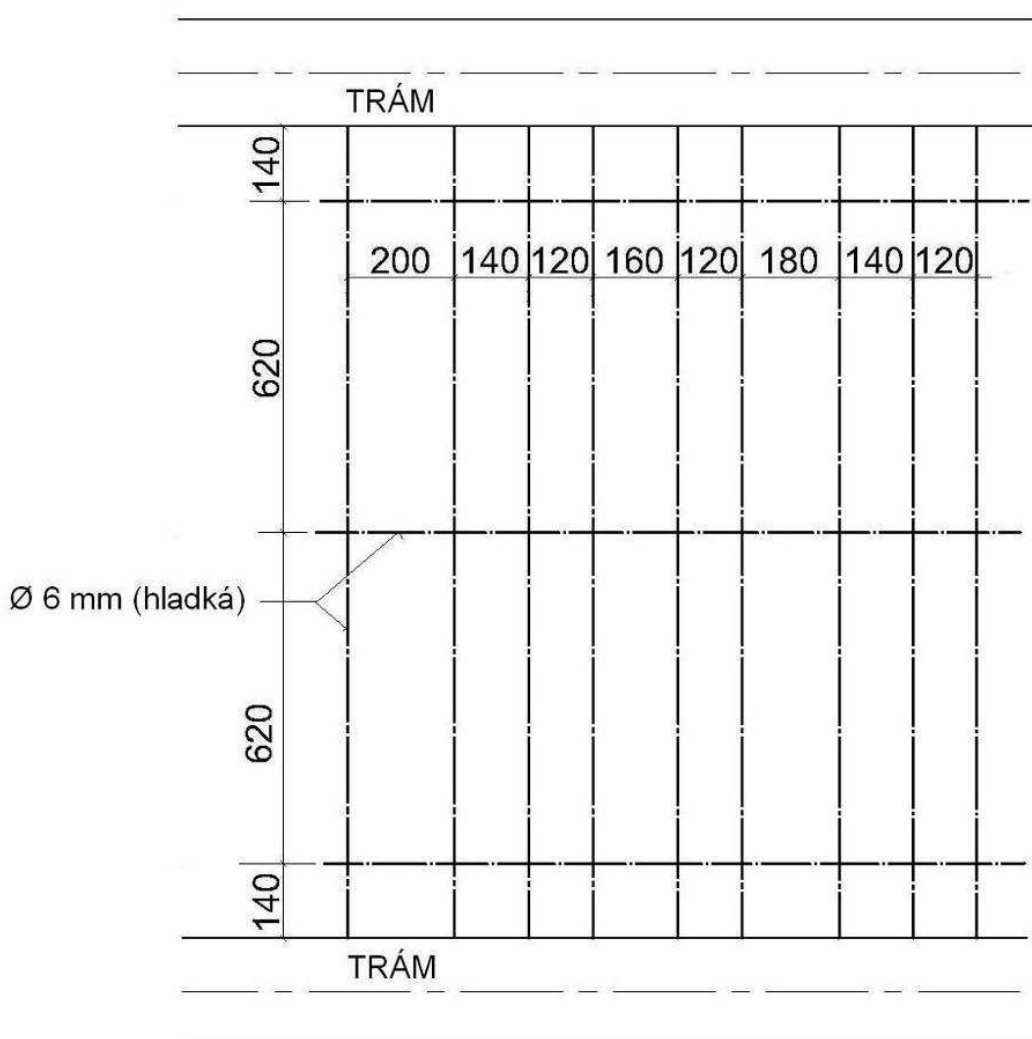


**OBR.6.40** Zjištěná výztuž desky ve stropní konstrukci nad prostory skladu přístupného z chodby ve východní části objektu F

Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažím krycí vrstvy výztuže byla v průřezu M-7 zjištěna hlavní výztuž Ø 6,5 mm (kruhová hladká) ā 135 mm a rozdělovací výztuž Ø 5,5 mm (kruhová hladká).

### Průřez M-8

Elektromagnetickou metodou a následným odsekáním byla zjištěna výztuž desky ve stropní konstrukci nad prostory skladu spojeného se svařovnou. Byla zjištěna hlavní výztuž desky v podobě hladkých profilů 6 mm rozmístěných průměrně po 135 mm. Krytí hlavní výztuže je průměrně 12 mm. Rozdělovací výztuže byly zjištěny tři, v polovině vzdálenosti mezi trámy a ve vzdálenosti 140 mm od líců trámů. Rozdělovací výztuž je hladká, průměru 6 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.41.



**OBR.6.41.** Zjištěná výztuž desky ve stropní konstrukci nad prostory skladu, spojeného se svařovnou, mezi 1.a 2. trámem v budově F  
Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažím krycí vrstvy výztuže byla v průřezu M-8 zjištěna hlavní výztuž Ø 6 mm (kruhová hladká) a 135 mm a rozdělovací výztuž Ø 6 mm (kruhová hladká).





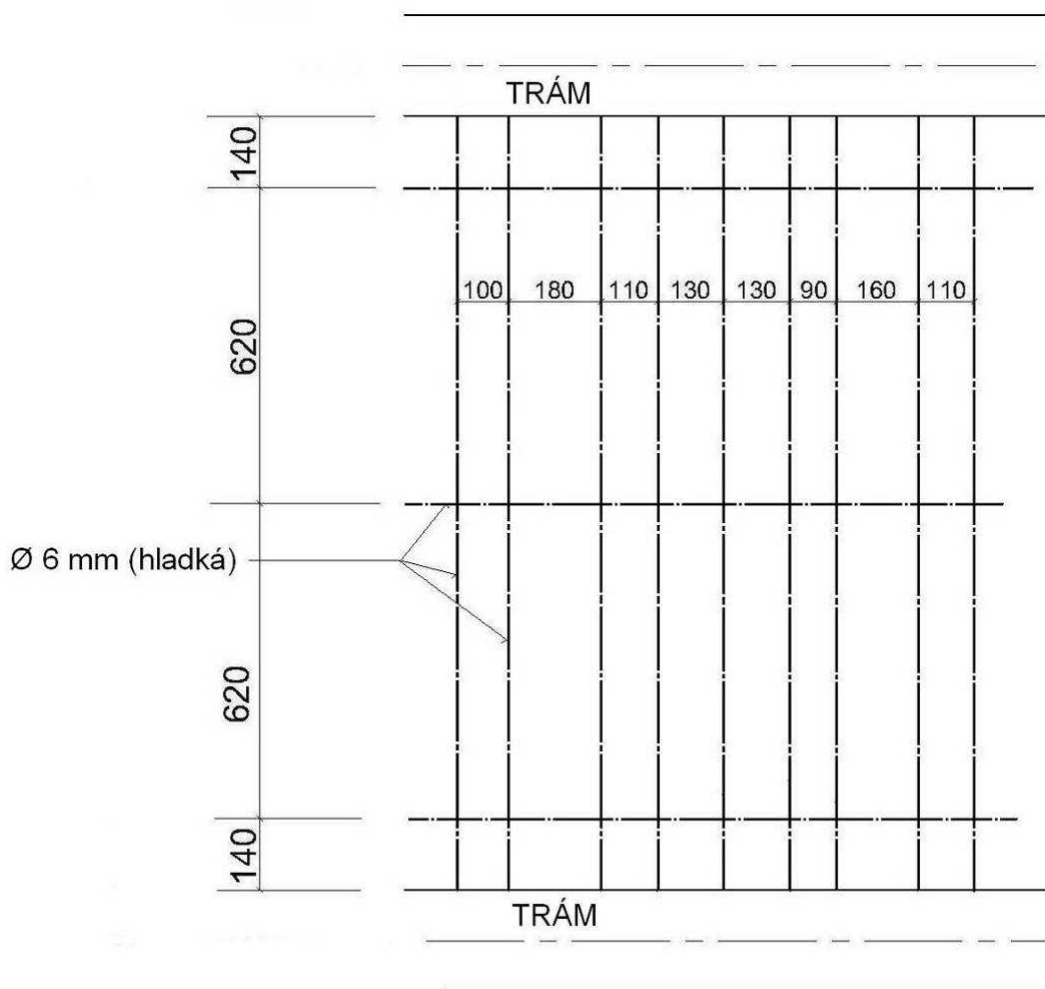
**OBR.6.42**

*Obnažení výztuže  
v místě průřezu  
M-8*

*Výztuž v desce  
stanovená  
elektromagneticky  
a obnažená ve  
vybraných  
místech.*

**Průřez M-9**

Elektromagnetickou metodou a následným odsekáním byla zjištěna výztuž desky ve stropní konstrukci nad prostorami svařovny. Byla zjištěna hlavní výztuž desky v podobě hladkých profilů 6 mm rozmístěných průměrně po 130 mm. Krytí hlavní výztuže je průměrně 14 mm. Rozdělovací výztuže byly zjištěny tři, v polovině vzdálenosti mezi trámy a ve vzdálenosti 140 mm od líců trámů. Rozdělovací výztuž je hladká, průměru 6 mm. Zjištěná výztuž je zakreslena v OBR.6.43.



**OBR.6.43** Zjištěná výztuž desky ve stropní konstrukci nad prostorami svařovny, mezi 1.a 2. trámem v budově F

Elektromagnetickou metodou v kombinaci s obnažím krycí vrstvy výztuže byla v průřezu M-9 zjištěna hlavní výztuž  $\varnothing 6$  mm (kruhová hladká) a 130 mm a rozdělovací výztuž  $\varnothing 6$  mm (kruhová hladká).

#### 6.5.4 Druh výztuže

Všechny zkoumané průřezy byly vyztuženy kruhovou hladkou výztuží bez podélných i příčných žeber. Zařazení výztuže podle ČSN ISO 13822 [1] nebylo možné, neboť tato norma uvádí druhy výztuže až od roku 1920. Tvarem průřezu odpovídá později používané výztuži Cc nebo C34 s návrhovou hodnotou pevnosti v tahu 180 MPa [10], nesvařitelné, ovšem za podmínky minimální třídy betonu C 12/15.

## 6.6 Hodnocení střešní konstrukce

Dle informační zkoušky Poldi kladívkem je návrhová pevnost orientačně stanovena na 200 MPa.

Betonová deska je nosná od vaznice z I 200 k vaznici z I 200 (po spádu střechy), které jsou (po vlašsku) položeny z příhradového vazníku na vazník. Bylo zjištěno, že deska v tl. cca 60 mm je provedena z betonu zcela zkarbonatovaného. Nebylo z něho možné odebrat vzorky (rozpadal se), odhadovaná třída betonu maximálně C - / 7,5. Deska byla vyztužena kruhovou hladkou výztuží cca Ø 6,4 až 6,7 (bezpečně 6) mm po cca 110 mm - rozdělovací výztuž nebyla nalezena. Bylo zjištěno, že jednotlivé obnažené pruty jsou silně zkorodované, krytí výztuže betonem se pohybuje od 0 do 5 mm, na řadě míst krycí betonová vrstva odpadla. Zařazení výztuže podle ČSN ISO 13822 [1] nebylo možné, neboť tato norma uvádí druhy výztuže až od roku 1920. Tvarem průřezu pruty odpovídají později používané výztuži Cc nebo C34 s návrhovou hodnotou pevnosti v tahu 180 MPa, ovšem za podmínky minimální třídy betonu C 12/15 (což splněno není).

Skladba střechy byla zjištěna v sondě v rohu místnosti u hlavní fasády. Nad železobetonovou deskou tloušťky 60 mm jsou uloženy latě cca 25/60 mm (výška latě 25 mm) po spádu, na nich jsou pak kolmo upevněna prkna cca 30/240 mm (výška 30 mm). Přes prkna je přetažena lepenka a nad ní jsou uloženy plechové šablony (z části poškozené větrem). V sondě nad vstupem ze schodiště (zhruba pod hřebenem střechy navazující budovy se schodištěm) po vyvrtání otvoru do desky byl zjištěn jemný sypký násyp černé barvy. Výšku vrstvy násypu nebylo možné zjistit – vrtem nebyl nalezen povrch střechy.

Jako hodnocení betonové desky střešní konstrukce je konstatováno, že betonová deska je v havarijním stavu. Je doporučena demontáž a zhotovení nového střešního pláště.

## 7 STATICKÉ POSOUZENÍ STROPU

Při změně užívání objektu se většinou mění charakter užívání a s ním spojené zatížení objektu. Proto je nutné provést statické posouzení stávající konstrukce na nové i stávající účinky zatížení. Statický výpočet se provádí podle platných norem. Starší konstrukce byly však navrženy podle starších norem či postupů. V současné době se často setkáváme s případy, kdy konstrukce, které tu stojí více než sto let, nevyhoví statickému výpočtu podle současných norem [22].

### 7.1 Požadavky na provoz budovy

V současné době je 2.NP budovy F nevyužíváno. Majitel chce toto podlaží využívat jako místnosti pro školící středisko. Proto je podle normy ČSN EN 1990 [18] navrženo charakteristické užité zatížení  $3,0 \text{ kN/m}^2$ . Zatížení stálé je zatížení vlastní tíhou. Vše se jedná o zatížení statická, dynamická zatížení se v konstrukci neuvažují.

### 7.2 Vstupní parametry z průzkumu

Podrobným průzkumem byla stanovena geometrie stropní konstrukce a rozměry jednotlivých prvků. Pomocí vývrtů byla stanovena tloušťka desky a objemová hmotnost betonu. Parametry výztuže byly zjištěny po obnažení krycí vrstvy betonu.

#### 7.2.1 Geometrie stropní konstrukce

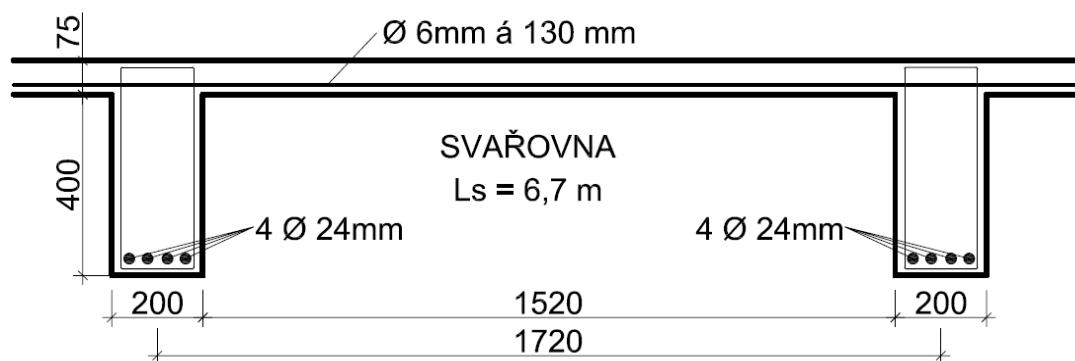
Zjištěná geometrie stropní konstrukce a jednotlivých prvků je na OBR.7.1 a OBR.7.2

$$L_{s1} = 4000 \text{ mm} \quad L_{eff1} = 1,05 \times 4000 = 4200 \text{ mm}$$

$$L_{s2} = 6700 \text{ mm} \quad L_{eff2} = 1,05 \times 6700 = 7035 \text{ mm}$$



**OBR.7.1** Geometrie stropní konstrukce nad skladem přístupným ze svařovny v budově F



**OBR.7.2** Geometrie stropní konstrukce nad svařovnou v budově F

### 7.2.2 Výztuž a druh betonu

Pevnostní třída betonu stropní konstrukce 1 a 2 nad svařovnou a skladem přístupným ze svařovny je **C 12/15**.

Všechny zkoumané průřezy byly vyztuženy kruhovou hladkou výztuží bez podélných i příčných žeber. Zařazení výztuže podle ČSN ISO 13822 [1] nebylo možné, neboť tato norma uvádí druhy výztuže až od roku 1920. Tvarem průřezu výztuž odpovídá později používané výztuži Cc nebo C34 s návrhovou hodnotou pevnosti v tahu **180 MPa** [10], nesvařitelné, ovšem za podmínky minimální třídy betonu C 12/15, která je v tomto případě splněna.

### 7.2.3 Vlivy prostředí

Analýza konstrukce je provedena podle zásad ČSN EN 1990 [18]. Funkční způsobilost konstrukce je určena na základě modelu, který spolehlivě reprezentuje zatížení konstrukce, chování konstrukce a únosnost jejích prvků. Výpočtový model zobrazuje skutečný stav a podmínky existující konstrukce. Kvalita betonu je poměrně dobrá, proto není nutné přihlídnutí na průběh degradace betonu a konstrukce. Průhyb trámů se v modelu neuvažuje.

## 7.3 Zatížení a vnitřní síly

Při určování zatížení působící na existující konstrukci se musí přihlídnout ke skutečnému provedení a stavu konstrukce a k jejím zamýšleným změnám. Při stanovení účinků zatížení se vychází z ČSN EN 1990 [18] a příslušných částí ČSN EN 1991 [19] pro zatížení konstrukcí. Dle výkresů zaměření stávajícího stavu konstrukce a podrobného průzkumu konstrukce byl stanoven druh, uspořádání a velikost působících účinků zatížení.

### 7.3.1 Zatížení

Charakteristické hodnoty stálých zatížení  $G_k$  byly určeny na základě odebraných vzorků. Jedná se o hodnotu reprezentativní, která je stanovena jako průměr ze získaných hodnot. Proměnnost je považována za malou (variační součinitel je 0,05 až 0,10), proto se uvažuje jediná hodnota charakteristické hodnoty stálého zatížení. Charakteristická hodnota proměnného zatížení  $Q_k$  odpovídá horní hodnotě. Skutečnost, že na reálnou konstrukci působí současně více zatížení, je v Eurokódech vyjádřena pomocí soustavy kombinačních vztahů. Pro různé mezní stavy a různé návrhové situace jsou definovány různé kombinační vztahy. Pro posouzení mezního stavu únosnosti pro trvalé a dočasně návrhové situace lze užít méně příznivou rovnici ze vztahu:

$$\text{rovnice 6.10.a} \quad \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,j}$$

nebo

$$\text{rovnice 6.10.b} \quad \sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,j}$$

Používání součinitelů druhu zatížení záleží na druhu mezního stavu, návrhové situaci a charakteru působení zatížení. Úplný přehled součinitelů ( $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ,  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ) je uveden v normě ČSN EN 1990 [18], s upřesněním v národní příloze,  $\psi = 1,0$ ;  $\xi = 0,85$ . Hodnoty součinitelů pro nejčastěji používané mezní stavy únosnosti jsou pro zatížení stálé  $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$  (nepříznivé působení) a  $\gamma_{G,\text{inf}} = 1,00$  (příznivé působení). Pro zatížení proměnné  $\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,5$  (nepříznivé působení) a  $\gamma_{Q,\text{inf}} = 0$  (příznivé působení). Pro průmyslový objekt (kategorie E).

### 7.3.2 Výpočet zatížení na trám

**TAB.7.3** Zatížení stálé – vlastní tíha

Popis	šířka <b>b</b>	výška <b>h</b>	$\gamma$	<b>g<sub>k</sub></b>
	[m]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
ŽB deska	1,72	0,09	23	3,56
ŽB trám	0,2	0,4	23	1,84
<b>Součet</b>	$\Sigma =$			<b>5,40</b>

**TAB.7.4** Zatížení stálé – ostatní stálé

Popis	šířka <b>b</b>	výška <b>h</b>	$\gamma$	<b>g<sub>k</sub></b>
	[m]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
teracová dlažba	1,72	0,020	22	0,76
betonová mazanina	1,72	0,025	23	4,44
Omítka	2,52	0,015	20	0,76
<b>Součet</b>	$\Sigma =$			<b>5,95</b>

Zatížení trámu stálé celkem  $g_k = 5,40 + 5,95 = 11,35 \text{ kN/m}$

Zatížení trámu užité  $q_k = 3,0 \times 1,72 = 5,16 \text{ kN/m}$

### 7.3.3 Výpočet zatížení na desku

**TAB.7.5** Zatížení stálé – vlastní tíha

Popis	šířka <b>b</b>	výška <b>h</b>	$\gamma$	<b>g<sub>k</sub></b>
	[m]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
ŽB deska	1,0	0,09	23	2,07
<b>Součet</b>	$\Sigma =$			<b>2,07</b>

**TAB.7.6** Zatížení stálé – ostatní stálé

Popis	šířka <b>b</b>	výška <b>h</b>	$\gamma$	<b>g<sub>k</sub></b>
	[m]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
teracová dlažba	1,0	0,020	22	0,44
betonová mazanina	1,0	0,025	23	0,58
omítka	1,0	0,015	20	0,30
<b>součet</b>	$\Sigma =$			<b>1,32</b>

Zatížení desky stálé celkem  $g_k = 2,07 + 1,32 = 3,39 \text{ kN/m}$

Zatížení desky užité  $q_k = 3,0 \times 1,00 = 3,00 \text{ kN/m}$

## 7.4 Posouzení – mezní stav únosnosti

Nejnepříznivější kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti podle rovnice 6.10a

ZS1 – vlastní tíha,  $\gamma_G = 1,35$

ZS2 – ostatní stálé,  $\gamma_G = 1,35$

ZS3 – užité,  $\gamma_Q = 1,50$



Základní údaje o materiálech:

BETON C12/15

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 1 \times 12 / 1,5 = 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,1 \text{ MPa}$$

OCEL Cc (C34)

$$f_{yk} = 180 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 180 / 1,15 = 156,52 \text{ MPa}$$

#### 7.4.1 Posouzení na ohybový moment

##### Trám nad skladem přístupným ze svařovny

Návrhová hodnota stálého zatížení celkem:

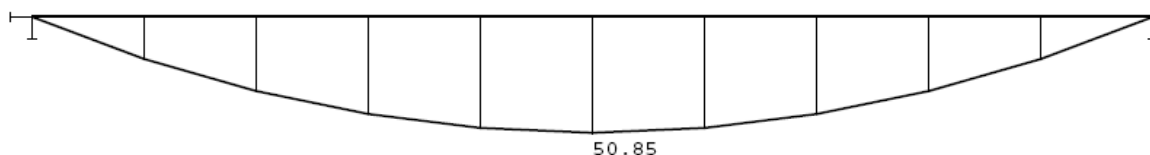
$$g_d = g_k \times \gamma_G = 11,35 \times 1,35 = \mathbf{15,32 \text{ kN/m}}$$

Návrhová hodnota užitečného zatížení celkem:

$$q_d = q_k \times \gamma_Q = 5,16 \times 1,50 = \mathbf{7,74 \text{ kN/m}}$$

Návrhový ohybový moment:

$$M_{ed1} = 1/8 \times (g_d + q_d) \times L_{eff1}^2 = 1/8 \times (15,32 + 7,74) \times 4,20^2 = \mathbf{50,85 \text{ kNm}}$$



**OBR.7.7** Průběh ohybových momentů na trámu nad skladem přístupným ze svařovny v budově F

Stanovení průměrného krytí výztuže:

$$c_{mid,1} = 13 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště výztuže od tlačných vláken betonu:

$$d_1 = h - c_{mid,1} - \varnothing/2 = 475 - 13 - 14/2 = 455 \text{ mm}$$

Vyztužení:

$$4 \times \emptyset 14, A_{st1} = 616 \text{ mm}^2$$

Vliv spolupůsobící šířky:

$$b_{eff1} = 0,2b_i + 0,1L_0 \leq 0,2L_0$$

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{effi} \leq b$$

$$L_{01} = L_{eff1} = 4200 \text{ mm}$$

$$b_{eff1L} = b_{eff1P} = 0,2 \times 760 + 0,1 \times 4200 = \mathbf{572 \text{ mm}} \leq 0,2 \times 4200 = 840 \text{ mm}$$

$$b_{eff1} = b_w + b_{eff1L} + b_{eff1P} = 200 + 572 + 572 = \mathbf{1344 \text{ mm}} \leq 1720 \text{ mm}$$

Posouzení minimálního stupně vyztužení:

$$A_{st} \geq A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 200 \times 475 = 123,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,26 \times (f_{ctm}/f_{yk}) \times b \times d$$

$$A_{smin} = 0,26 \times (1,6 / 180) \times 200 \times 475 = 219,56 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \mathbf{219,56 \text{ mm}^2}$$

$$616 \text{ mm}^2 > 219,56 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Započitatelnost výztuže:

$$x \leq x_{lim}$$

$$x = A_s \times f_{yd} / (b_{eff1} \times f_{cd} \times 0,8)$$

$$x = 616 \times 156,52 / (1344 \times 8 \times 0,8) = \mathbf{11,21 \text{ mm}}$$

$$x_{lim} = \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}) \times d$$

$$x_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + 0,0007826) \times 475 = 388,20 \text{ mm}$$

$$11,21 \text{ mm} < 388,20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Silová podmínka:

$$F_s = F_c$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} = 616 \times 156,52 = 96,42 \text{ kN}$$

$$F_c = b_{eff1} \times 0,8 \times x \times f_{cd} = 1344 \times 0,8 \times 11,21 \times 8 = \mathbf{96,42 \text{ kN}}$$

$$96,42 \text{ kN} = 96,42 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Momentová podmínka:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

$$M_{rd} = F_s \times z_c = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,8x / 2) = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x)$$

$$M_{rd} = 616 \times 156,52 \times (455 - 0,4 \times 11,21) = \mathbf{43,44 \text{ kNm}}$$

$$43,44 \text{ kNm} > 50,85 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \mathbf{NEVYHOVÍ \text{ o } 15\%}$$

### Trám nad svařovnou

Návrhová hodnota stálého zatížení celkem:

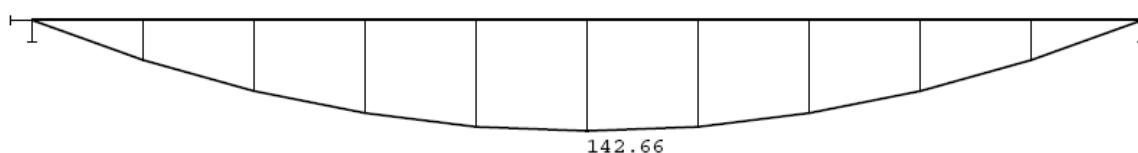
$$g_d = g_k \times \gamma_G = 11,35 \times 1,35 = \mathbf{15,32 \text{ kN/m}}$$

Návrhová hodnota užitečného zatížení celkem:

$$q_d = q_k \times \gamma_Q = 5,16 \times 1,50 = \mathbf{7,74 \text{ kN/m}}$$

Návrhový ohybový moment:

$$M_{ed2} = 1/8 \times (g_d + q_d) \times L_{eff2}^2 = 1/8 \times (15,32 + 7,74) \times 7,035^2 = \mathbf{142,66 \text{ kNm}}$$



### **OBR.7.8** Průběh ohybových momentů na trámu nad svařovnou v budově F

Stanovení průměrného krytí výztuže:

$$c_{mid,2} = 39 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště výztuže od tlačných vláken betonu:

$$d_2 = h - c_{mid,2} - \varnothing/2 = 475 - 39 - 24/2 = 424 \text{ mm}$$

Vyztužení:

$$4 \times \varnothing24, A_{st2} = 1810 \text{ mm}^2$$

Vliv spolupůsobící šířky:

$$b_{effi} = 0,2b_i + 0,1L_0 \leq 0,2L_0$$

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{effi} \leq b$$

$$L_{02} = L_{eff2} = 7035 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}2L} = b_{\text{eff}2P} = 0,2 \times 760 + 0,1 \times 7035 = \mathbf{855,5 \text{ mm}} \leq 0,2 \times 7035 = 1407 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}2} = b_w + b_{\text{eff}2L} + b_{\text{eff}2P} = 200 + 855,5 + 855,5 = 1911 \text{ mm} \leq 1720 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}2} = \mathbf{1720 \text{ mm}}$$

Posouzení minimálního stupně vyztužení:

$$A_{\text{st}} \geq A_{\text{smin}}$$

$$A_{\text{smin}} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 200 \times 475 = 123,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{smin}} = 0,26 \times (f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}}) \times b \times d$$

$$A_{\text{smin}} = 0,26 \times (1,6 / 180) \times 200 \times 475 = 219,56 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{smin}} = \mathbf{219,56 \text{ mm}^2}$$

$$1810 \text{ mm}^2 > 219,56 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Započitatelnost výztuže:

$$x \leq x_{\text{lim}}$$

$$x = A_s \times f_{\text{yd}} / (b_{\text{eff}1} \times f_{\text{cd}} \times 0,8)$$

$$x = 1810 \times 156,52 / (1720 \times 8 \times 0,8) = \mathbf{25,74 \text{ mm}}$$

$$x_{\text{lim}} = \varepsilon_{\text{cu}3} / (\varepsilon_{\text{cu}3} + \varepsilon_{\text{yd}}) \times d$$

$$x_{\text{lim}} = 0,0035 / (0,0035 + 0,0007826) \times 475 = 388,20 \text{ mm}$$

$$25,74 \text{ mm} < 388,20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Silová podmínka:

$$F_s = F_c$$

$$F_s = A_s \times f_{\text{yd}} = 1810 \times 156,52 = 283,30 \text{ kN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}1} \times 0,8 \times X \times f_{\text{cd}} = 1720 \times 0,8 \times 25,74 \times 8 = \mathbf{283,30 \text{ kN}}$$

$$96,42 \text{ kN} = 96,42 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Momentová podmínka:

$$M_{\text{rd}} \geq M_{\text{ed}}$$

$$M_{\text{rd}} = F_s \times z_c = A_s \times f_{\text{yd}} \times (d - 0,8x / 2) = A_s \times f_{\text{yd}} \times (d - 0,4x)$$

$$M_{\text{rd}} = 1810 \times 156,52 \times (424 - 0,4 \times 25,74) = \mathbf{117,20 \text{ kNm}}$$

$$117,20 \text{ kNm} > 142,66 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ o 17\%}$$

**Deska u trámu nad skladem přístupným ze svařovny**

Návrhová hodnota stálého zatížení celkem:

$$g_d = g_k \times \gamma_G = 3,39 \times 1,35 = \mathbf{4,58 \text{ kN/m}}$$

Návrhová hodnota užitečného zatížení celkem:

$$q_d = q_k \times \gamma_Q = 3,00 \times 1,50 = \mathbf{4,50 \text{ kN/m}}$$

Návrhový ohybový moment:

$$M_{ed2} = 1/11 \times (g_d + q_d) \times L_{eff2}^2 = 1/11 \times (4,58 + 4,50) \times 1,72^2 = \mathbf{2,44 \text{ kNm}}$$

Stanovení průměrného krytí výztuže:

$$c_{mid,2} = 12 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště výztuže od tlačných vláken betonu:

$$d_2 = h - c_{mid,2} - \emptyset/2 = 75 - 12 - 6/2 = 60 \text{ mm}$$

Vyztužení:

$$\emptyset 6 \text{ á } 135 \text{ mm}, A_{st2} = 209 \text{ mm}^2$$

Posouzení minimálního stupně vyztužení:

$$A_{st} \geq A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1000 \times 75 = 97,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b \times d$$

$$A_{smin} = 0,26 \times (1,6 / 180) \times 1000 \times 75 = 173,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \mathbf{173,33 \text{ mm}^2}$$

$$209 \text{ mm}^2 > 173,33 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Započitatelnost výztuže:

$$x \leq x_{lim}$$

$$x = A_s \times f_{yd} / (b \times f_{cd} \times 0,8)$$

$$x = 209 \times 156,52 / (1000 \times 8 \times 0,8) = \mathbf{5,11 \text{ mm}}$$

$$x_{lim} = \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}) \times d$$

$$x_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + 0,0007826) \times 75 = 61,29 \text{ mm}$$

$$5,11 \text{ mm} < 61,29 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Silová podmínka:

$$F_s = F_c$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} = 209 \times 156,52 = 32,71 \text{ kN}$$

$$F_c = b \times 0,8 \times f_{cd} = 1000 \times 0,8 \times 5,11 \times 8 = \mathbf{32,10 \text{ kN}}$$

$$32,71 \text{ kN} = 32,71 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Momentová podmínka:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

$$M_{rd} = F_s \times z_c = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,8x / 2) = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x)$$

$$M_{rd} = 209 \times 156,52 \times (60 - 0,4 \times 5,11) = \mathbf{1,90 \text{ kNm}}$$

$$1,90 \text{ kNm} > 2,44 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ o 22 \%}$$

### Deska u trámu nad svařovnou

Návrhová hodnota stálého zatížení celkem:

$$g_d = g_k \times \gamma_G = 3,39 \times 1,35 = \mathbf{4,58 \text{ kN/m}}$$

Návrhová hodnota užitného zatížení celkem:

$$q_d = q_k \times \gamma_Q = 3,00 \times 1,50 = \mathbf{4,50 \text{ kN/m}}$$

Návrhový ohybový moment:

$$M_{ed2} = 1/11 \times (g_d + q_d) \times L_{eff2}^2 = 1/11 \times (4,58 + 4,50) \times 1,72^2 = \mathbf{2,44 \text{ kNm}}$$

Stanovení průměrného krytí výztuže:

$$c_{mid,2} = 10 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště výztuže od tlačných vláken betonu:

$$d_2 = h - c_{mid,2} - \varnothing/2 = 75 - 10 - 6/2 = 62 \text{ mm}$$

Vyztužení:

$$\varnothing 6 \text{ á } 130 \text{ mm}, A_{st2} = 217 \text{ mm}^2$$

Posouzení minimálního stupně vyztužení:

$$A_{st} \geq A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1000 \times 75 = 97,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b \times d$$

$$A_{smin} = 0,26 \times (1,6 / 180) \times 1000 \times 75 = 173,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \mathbf{173,33 \text{ mm}^2}$$

$$209 \text{ mm}^2 > 173,33 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Započitatelnost výztuže:

$$x \leq x_{lim}$$

$$x = A_s \times f_{yd} / (b \times f_{cd} \times 0,8)$$

$$x = 217 \times 156,52 / (1000 \times 8 \times 0,8) = \mathbf{5,31 \text{ mm}}$$

$$x_{lim} = \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}) \times d$$

$$x_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + 0,0007826) \times 75 = 61,29 \text{ mm}$$

$$5,31 \text{ mm} < 61,29 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Silová podmínka:

$$F_s = F_c$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} = 217 \times 156,52 = 33,97 \text{ kN}$$

$$F_c = b \times 0,8 \times f_{cd} = 1000 \times 0,8 \times 5,31 \times 8 = \mathbf{33,97 \text{ kN}}$$

$$33,97 \text{ kN} = 33,97 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Momentová podmínka:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

$$M_{rd} = F_s \times z_c = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,8x / 2) = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x)$$

$$M_{rd} = 217 \times 156,52 \times (62 - 0,4 \times 5,31) = \mathbf{2,34 \text{ kNm}}$$

$$2,34 \text{ kNm} > 2,44 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \mathbf{NEVYHOVÍ o 4 \%}$$

#### 7.4.2 Posouzení na posouvající sílu

**Trám nad skladem přístupným ze svařovny**

Návrhová hodnota stálého zatížení celkem:

$$g_d = g_k \times \gamma_G = 11,35 \times 1,35 = \mathbf{15,32 \text{ kN/m}}$$

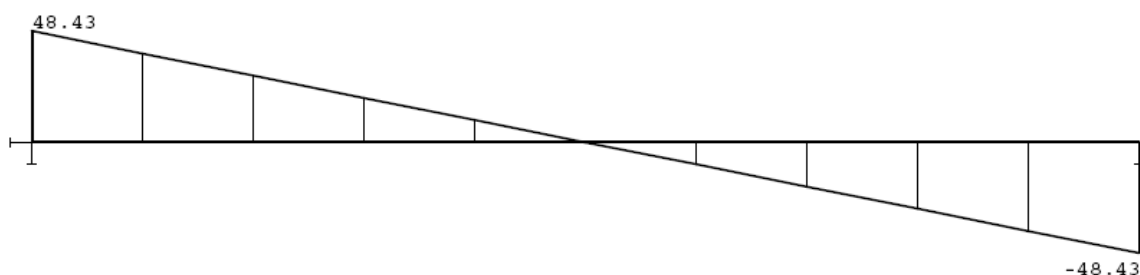
Návrhová hodnota užitného zatížení celkem:

$$q_d = q_k \times \gamma_Q = 5,16 \times 1,50 = \mathbf{7,74 \text{ kN/m}}$$



Návrhová posouvající síla:

$$V_{ed1} = 1/2 \times (g_d + q_d) \times L_{eff1} = 1/2 \times (15,32 + 7,74) \times 4,20 = \mathbf{48,43 \text{ kN}}$$



**OBR.7.9** *Průběh posouvajících sil na trámu nad skladem přístupným ze svařovny v budově F*

$$z_0 = 0,9 \times d = 0,9 \times 443 = 399 \text{ mm}$$

$$l = d + 200 = 443 + 200 = 643 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = l / z_0 = 1,612$$

$$\theta = 32^\circ$$

Kontrola únosnosti tlačенých vzpěr:

$$V_{ed,max} \leq V_{rd,max}$$

$$V_{ed,max} = 48,43 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = b_w \times z_0 \times v \times f_{cd} \times \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$$

$$v = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 12 / 250) = 0,571$$

$$V_{rd,max} = 200 \times 399 \times 0,571 \times 8 \times 1,612 / (1 + 1,612^2) = 163,29 \text{ kN}$$

$$48,43 \text{ kN} \leq 163,29 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Únosnost betonu ve smyku:

$$V_{ed} \leq V_{rd,c}$$

$$V_{ed} = 48,43 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \times K \times (100 \times \rho_t \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d$$

$$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$K = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1 + (200 / 443)^{1/2} = 1,67$$

$$K \leq 2,0$$

$$K = 1,67$$

$$\rho_t = A_{st} / (b_w \times d) = 616 / (200 \times 443) = 0,00695$$

$$\rho_t \leq 0,02$$

$$\rho_t = 0,00695$$

$$V_{rd,c} = 0,12 \times 1,67 \times (100 \times 0,00695 \times 12)^{1/3} \times 200 \times 443 = 36,00 \text{ kN}$$

$$V_{rd,cmin} = v_{min} \times b_w \times d$$

$$v_{min} = 0,035 \times K^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,67^{3/2} \times 12^{1/2} = 0,262$$

$$V_{rd,cmin} = 0,262 \times 200 \times 449 = 23,53 \text{ kN}$$

$$59,26 \text{ kN} \neq 36,00 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{NESPLNÍ PODMÍNKU} \Rightarrow$$

Nutno započítat smykovou výztuž!

Maximální posouvající síla (nad podporou):

$$V_{ed,max} = 48,43 \text{ kN}$$

Únosnost třmínků:

$$\text{Třmínky přenesou } 50 \% \text{ posouvající síly } \frac{1}{2} V_{ed,max} = 24,22 \text{ kN}$$

$$V_{rds} = A_{sw} \times z_0 \times f_{yd} \times \cotg \theta / s$$

$$V_{rds} = 57 \times 399 \times 156,52 \times 1,612 / 220 = 26,08 \text{ kN}$$

$$24,22 \text{ kN} \leq 26,08 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Únosnost ohybů:

$$\text{Ohyby přenesou } 50 \% \text{ posouvající síly } \frac{1}{2} V_{ed,red} = 24,22 \text{ kN}$$

Maximální vzdálenost:

$$S_{b,max} = 0,6 \times d \times (1 + \cotg 45^\circ) = 0,6 \times 443 \times (1 + 1) = 531,60 \text{ mm}$$

$$S_b = 360 \text{ mm}$$

$$360 \text{ mm} < 531,60 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$V_{rdsb} = A_{sw} \times z_0 \times f_{ywd} \times (\cotg \theta + \cotg \alpha) \times \sin \alpha / s_b$$

$$V_{rds} = 154 \times 399 \times 156,52 \times (1,612 + 1) \times 0,707 / 360 = 49,33 \text{ kN}$$

$$22,06 \text{ kN} \leq 49,33 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

### Trám nad svařovnou

Návrhová hodnota stálého zatížení celkem:

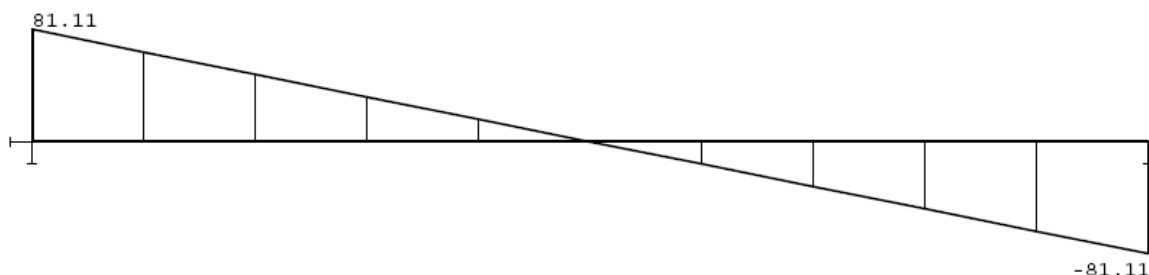
$$g_d = g_k \times \gamma_G = 11,35 \times 1,35 = \mathbf{15,32 \text{ kN/m}}$$

Návrhová hodnota užitečného zatížení celkem:

$$q_d = q_k \times \gamma_Q = 5,16 \times 1,50 = \mathbf{7,74 \text{ kN/m}}$$

Návrhová posouvající síla:

$$V_{ed2} = 1/2 \times (g_d + q_d) \times L_{eff2} = 1/2 \times (15,32 + 7,74) \times 7,035 = \mathbf{81,11 \text{ kN}}$$



**OBR.7.10** Průběh posouvajících sil na trámu nad svařovnou v budově F

$$z_0 = 0,9 \times d = 0,9 \times 417 = 375 \text{ mm}$$

$$l = d + 200 = 417 + 200 = 617 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = l / z_0 = 1,645$$

$$\theta = 31^\circ$$

Kontrola únosnosti tlačných vzpěr:

$$V_{ed2,max} \leq V_{rd,2max}$$

$$V_{ed2,max} = 99,26 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = b_w \times z_0 \times v \times f_{cd} \times \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$$

$$v = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 12 / 250) = 0,571$$

$$V_{rd,max} = 200 \times 375 \times 0,617 \times 8 \times 1,645 / (1 + 1,645^2) = 164,32 \text{ kN}$$

$$99,26 \text{ kN} \leq 164,32 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Únosnost betonu ve smyku:

$$V_{ed} \leq V_{rd,c}$$

$$V_{ed} = 99,26 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \times K \times (100 \times \rho_t \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d$$

$$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$K = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1 + (200 / 417)^{1/2} = 1,69$$

$$K \leq 2,0$$

$$K = 1,69$$

$$\rho_t = A_{st} / (b_w \times d) = 616 / (200 \times 417) = 0,00739$$

$$\rho_t \leq 0,02$$

$$\rho_t = 0,00739$$

$$V_{rd,c} = 0,12 \times 1,69 \times (100 \times 0,00739 \times 12)^{1/3} \times 200 \times 417 = 35,00 \text{ kN}$$

$$V_{rd,cmin} = v_{min} \times b_w \times d$$

$$v_{min} = 0,035 \times K^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,69^{3/2} \times 12^{1/2} = 0,266$$

$$V_{rd,cmin} = 0,266 \times 200 \times 417 = 22,18 \text{ kN}$$

$$99,26 \text{ kN} \neq 35,00 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{NESPLNÍ PODMÍNKU} \Rightarrow$$

Nutno započítat smykovou výztuž!

Maximální posouvající síla (nad podporou):

$$V_{ed,max} = 99,26 \text{ kN}$$

Únosnost třmínků:

$$\text{Třmínky přenesou 20\% posouvající síly } \frac{1}{2} V_{ed,max} = 19,85 \text{ kN}$$

$$V_{rds} = A_{sw} \times z_0 \times f_{yd} \times \cotg \theta / s$$

$$V_{rds} = 57 \times 375 \times 156,52 \times 1,645 / 220 = 25,02 \text{ kN}$$

$$19,85 \text{ kN} \neq 25,02 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Únosnost ohybů:

$$\text{Ohyby přenesou 80\% posouvající síly } V_{ed,max} = 79,41 \text{ kN}$$

Maximální vzdálenost:

$$S_{b,max} = 0,6 \times d \times (1 + \cotg 45^\circ) = 0,6 \times 417 \times (1 + 1) = 500,40 \text{ mm}$$

$$S_b = 420 \text{ mm}$$

$$420 < 500,40 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$V_{rd, sb} = A_{sw} \times z_0 \times f_{ywd} \times (\cotg \theta + \cotg \alpha) \times \sin \alpha / s_b$$

$$V_{rds} = 452,4 \times 375 \times 156,52 \times (1,645 + 1) \times 0,707 / 420 = 118,23 \text{ kN}$$

$$79,41 \text{ kN} \leq 118,23 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

## 7.5 Návrh zesílení

### 7.5.1 Vyhodnocení ze statického výpočtu

Trám nad skladem přístupným ze svařovny nevyhoví na ohybový moment o 15 %, na posouvající sílu vyhoví. Deska, která navazuje na tento trám, nevyhoví na ohybový moment o 22 %. Trám nad svařovnou nevyhoví na ohybový moment o 17 %, na posouvající sílu vyhoví. Deska, která navazuje na tento trám, nevyhoví na ohybový moment o 4 %.

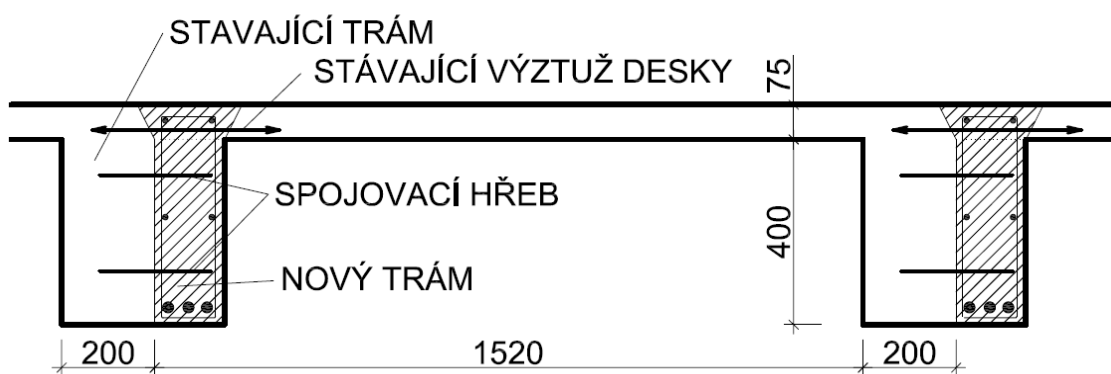
### 7.5.2 Metody zesílení

Než se přistoupí k volbě zesílení, je nutné provést úvahu, zda nemůžeme snížit zatížení odstraněním některých vrstev ostatního stálého zatížení, nebo je nahradit lehčími materiály. V tomto případě by bylo vhodné odstranit vrstvy podlahy (betonová mazanina a teracová dlažba) a nahradit je lehčími vrstvami. Toto odlehčení by snížilo zatížení zejména železobetonové desky. Avšak snížení zatížení na trám se významně neprojeví. Proto je nutné navrhnout zesílení trámu [20;22].

Pro zesílení trámových železobetonových stropních konstrukcí se používají tyto metody:

- Zesílení trámů
  - Zesílení trámů obetonováním
  - Vložení přídatného trámu
  - Vložení podpor
  - Zesílení páskovou výztuží
  - Zesílení předpjetím
  - Zesílení ocelovými úhelníky
- Zesílení desek i trámů
  - Zesílení trámu a nadbetonování desky
  - Vložení přídatného trámu a zesílení desky
  - Zesílení trámu i desky páskovou výztuží

Pro naši situaci je jako nejvhodnější varianta zesílení navržena metoda vložení přídatného železobetonového trámu OBR. 7.11. To je navíc doplněno odlehčením vrstev podlahy.



**OBR.7.11** Návrh zesílení trámového stropu

## 8 ZÁVĚR

Úkolem této práce bylo shrnout problematiku průzkumu a hodnocení trvalé provozuschopnosti průmyslového objektu, který se nachází v areálu bývalého lomu v Oslavanech. Jedná se zde zejména o problematiku zděných a betonových konstrukcí.

Mezi hlavní cíle práce patřilo popsat metodiky použitých diagnostických zkoušek, podle charakteru konstrukce zvolit nejvhodnější diagnostické metody a ty použít do návrhu diagnostického průzkumu. Efektivně vybrat místa pro detailnější zkoumání a pro stanovení kritických nedostatků. Po vyhodnocení provedených zkoušek zařadit materiál a následně provést statické posouzení vybrané konstrukce. Všechny cíle práce byly splněny.

U základové konstrukce bylo zjištěno, že hloubka základové spáry je **0,2 m** a cihelná zeď je postavena přímo na skalním podloží, u kterého byla určena výpočtová únosnost  **$R_{td} = 1,2 \text{ MPa}$** . Výsledná charakteristická pevnost svislého zdiva v tlaku je  **$f_k = 1,7 \text{ MPa}$** . Svslé zdivo **vyhoví**, ale je nutné doplnit cihelné stěny dozděním a následným torkretem. Stropní konstrukce nad 1.PP **nevyhoví**, proto jí je nutné nahradit novou stropní konstrukcí.

Z odebraných vzorků betonu bylo zjištěno, že pevnostní třída betonu stropní železobetonové konstrukce nad svařovnou a skladem je **C 12/15**. U ocelové výztuže bylo stanoveno, že návrhová hodnota pevností v tahu **180 MPa**, nesvařitelná. Zjištěné průměry a poloha ocelové výztuže v konstrukci jsou podrobněji popsány v kapitole 6.5 Stanovení polohy ocelové výztuže v železobetonu. Jako kritické místo provedení stropní konstrukce a následného způsobu posouzení byl zvolen průřez nad podporou u sebe sousedících trámů. Bylo zjištěno, že se jedná o dva prosté nosníky, nikoliv o spojitý trám.

Výsledkem statického posouzení železobetonové stropní konstrukce je skutečnost, že stropní trám nad skladem přístupným ze svařovny a trám nad svařovnou **nevyhoví** na ohybový moment. Jako nejvhodnější metoda zesílení je navrženo přibetonování přídatného trámu. Ten zvýší únosnost trámů a sníží momenty v železobetonové desce, proto stropní konstrukce už při posudku vyhoví a může sloužit požadovanému úkolu. Pro snížení stálého zatížení je navíc navržena výměna (odlehčení) vrstev podlahy.



## 9 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ČSN ISO 13822:2005 „Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí“
- [2] ČSN 73 0038 „Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách“
- [3] ČSN 73 2011:1989 „Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií“
- [4] ČSN 73 1370 – 1,2,3,4,5,6 „Nedestruktivní zkoušení betonu“
- [5] ČSN EN 13791:2007 „Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích“
- [6] ČSN EN 12504 -1,2,3,4 „Zkoušení betonu“
- [7] ČSN EN 771 – 1 „Specifikace zdicích prvků – Část 1: Pálené zdící prvky“
- [8] ČSN EN 1015 – 11 „Zkouška pevnosti malty v tlaku“
- [9] ČSN EN 206 – 1:2001 „Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda“
- [10] BAŽANT, CIKRLE, ANTON. Stavebně materiálový průzkum : Brno [2010]
- [11] HOBST, L., ADÁMEK, J., CIKRLE, P., SCHMID, P. Diagnostika stavebních konstrukcí : přednášky.[Modul BI52-M01] / Brno : Vysoké učení technické,
- [12] SCHMID, Pavel. Základy zkušebnictví / 1. vyd. Brno : CERM, 2001. 112 s. : il. ISBN 80-214-1816-8
- [13] ANTON, Ondřej. Základy zkušebnictví : návody do cvičení / Brno : CERM, 2002. 61 s. : il. ISBN 80-214-2079-0
- [14] SCHMID, Pavel. Zkušebnictví a technologie.Modul BI02-M02 : Brno : Vysoké učení technické, Fakulta stavební, [2006]. 47 s. : il.
- [15] HOBST, Leonard. Zkušebnictví a technologie.Modul BI02-M03 : Brno : Vysoké učení technické, Fakulta stavební, [2006]. 48 s. : il.
- [16] ANTON, Ondřej. Zkušebnictví a technologie.Modul BI02-M04 : Brno : Vysoké učení technické, Fakulta stavební, [2006]. 63 s. : il.
- [17] INTERPLAN-CZ, s.r.o., Purkyňova 79a, 612 00 Brno, Ing. arch. B. Hetmerem a Ing. T. Fockem, Požadavek na stavební průzkum v areálu Oslavany.
- [18] ČSN EN 1990 „Zásady navrhování konstrukcí“
- [19] ČSN EN 1991 „Zatížení konstrukcí“
- [20] VANĚK, Tomáš. Rekonstrukce staveb: příručka pro stavební fakulty : Praha : 1985
- [21] Pume, D., Čermák, F. a kol. Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. 1.vydání Praha ARCH, 1993

- [22] Bažant, Z., Klusáček, L. Statika při rekonstrukcích objektů. Skriptum VUT v Brně, CERM, 2002
- [23] SVT BRNO, s.r.o. FOTOHISTORIE, 2006. [online]. [cit. 2011/09/25]. Dostupné z:  
[http://www.fotohistorie.cz/Jihomoravsky/Brno-venkov/Oslavany/Oslavany\\_-\\_dul/Default.aspx](http://www.fotohistorie.cz/Jihomoravsky/Brno-venkov/Oslavany/Oslavany_-_dul/Default.aspx)
- [24] Občanské sdružení „Montánní společnost Zdař Bůh“. Zdař Bůh. 2011.[online].  
[cit. 2011/10/02]. Dostupné z:<http://www.zdarbuh.cz/reviry/rud/dul-kukla-v-oslavanech/>